DURABILIDAD

Y

PATOLOGIA DEL CONCRETO

Enrique Rivva L

2006

CAPITULO 1

DURABILIDAD Y PATOLOGIA

1.- DURABILIDAD Y PATOLOGIA

1.1.- DURABILIDAD

Este libro no es únicamente, un estudio de los diversos agentes que atacan al concreto, ni se limita a referirse a sus causas y mecanismos o a la forma en que pueden dañarlo o destruirlo, sino que plantea posibles formas de control, proponiendo alternativas de solución. Para los fines de este trabajo se entiende por: (a) concreto simple a la mezcla de cemento, agua, y agregados fino y grueso, sin refuerzo metálico; (b) por concreto armado a la mezcla de concreto simple y refuerzo metálico; (c) por concreto presforzado a la mezcla de concreto simple y refuerzo pre ó post-tensado.

La durabilidad de una estructura de concreto o sea "su variación en el tiempo sin modificaciones esenciales en su comportamiento" es definida por el Comité 201 del American Concrete Institute (ACI) como "la habilidad del concreto para resistir la acción del intemperismo, ataques químicos, abrasión, o cualquier otro tipo de deterioro". Algunos investigadores prefieren decir que "es aquella propiedad del concreto endurecido que define la capacidad de éste para resistir la acción del medio ambiente que lo rodea; los ataques, ya sea químicos, físicos o biológicos, a los cuales puede estar expuesto; los efectos de la abrasión, la acción del fuego y las radiaciones: la acción de la corrosión y/o cualquier otro proceso de deterioro".

Otros investigadores se inclinan a definir la durabilidad de una estructura como "la capacidad del concreto para soportar, durante la vida útil para la que ha sido proyectado, las condiciones físicas y químicas a las que estará expuesto, y que podrían llegar a provocar su degradación como consecuencia de efectos diferentes a las cargas y solicitaciones consideradas en el análisis estructural, siempre que las acciones del medio ambiente y las condiciones de exposición se consideren como factores de diseño y construcción de las estructuras".

Los investigadores concluyen en que la durabilidad es aspecto esencial de la calidad de una estructura siendo tan importante como la resistencia. Los costos de mantenimiento y de reparación hacen aún más importante un adecuado diseño, el cual exige información sobre las tensiones que plantea el medio ambiente y de su efecto en el concreto. En este trabajo nos ocuparemos de los diversos aspectos e interrelaciones que pueden contribuir a disminuir la durabilidad del concreto.

1.2.- PATOLOGIA

La Patología del Concreto se define como el estudio sistemático de los procesos y características de las "enfermedades" o los "defectos y daños" que puede sufrir el concreto, sus causas, sus consecuencias y remedios. En resumen, en este trabajo se entiende por Patología a aquella parte de la Durabilidad que se refiere a los signos, causas posibles y diagnóstico del deterioro que experimentan las estructuras del concreto.

El concreto puede sufrir, durante su vida, defectos o daños que alteran su estructura interna y comportamiento. Algunos pueden ser congénitos por estar presentes desde su concepción y/o construcción; otros pueden haberlo atacado durante alguna etapa de su vida útil; y otros pueden ser consecuencia de accidentes. Los síntomas que indican que se está produciendo daño en la estructura incluyen manchas, cambios de color, hinchamientos, fisuras, pérdidas de masa u otros. Para determinar sus causas es necesaria una investigación en la estructura, la cual incluye:

1.- **Conocimiento previo, antecedentes e historial de la estructura, incluyendo cargas de diseño, el microclima que la rodea, el diseño de ésta, la vida útil estimada, el proceso constructivo, las condiciones actuales, el uso que recibe, la cronología de daños, etc.**

2.- **Inspección visual que permita apreciar las condiciones reales de la estructura.**

3.- **Auscultación de los elementos afectados, ya sea mediante**

mediciones de campo o pruebas no destructivas.

4.- Verificación de aspectos de la mezcla de concreto que pueden ser importantes en el diagnóstico, tales como la consistencia empleada; tamaño máximo real del agregado grueso empleado; contenido de aire; proceso de elaboración de los especimenes; procedimiento de determinación de las resistencias en compresión, flexión y tracción; verificación de características especiales o adicionales, según requerimientos.

5.- Conocimiento del diseño y cálculo de la estructura; los materiales empleados; las prácticas constructivas; y los procedimientos de protección y curado; los cuales son factores determinantes del comportamiento de la estructura en el tiempo

6.- Conocimiento del tipo, cantidad y magnitud de los procesos de degradación de las armaduras de refuerzo, los cuales determinan, a través del tiempo, la resistencia, rigidez y permeabilidad de la estructura; recordando que sus condiciones superficiales influyen, y todo ello se refleja en su seguridad, funcionalidad, hermeticidad y apariencia; en suma en su comportamiento y vulnerabilidad.

7.- Verificación que el acero de refuerzo cumpla con la resistencia requerida por el Ingeniero Estructural de acuerdo con las especificaciones indicadas en los planos y memoria de cálculo de las estructuras. Correspondiendo al Ingeniero Constructor y a la Supervisión comprobar que se cumplan las Normas ASTM correspondientes.

Deben tomarse muestras representativas del acero de refuerzo, de acuerdo a Norma, con la frecuencia y alcance indicados en las especifi caciones de obra. Estas muestras deben ser seleccionadas al azar y se definen como un conjunto de barras o rollos extraídos aleatoriamente de un lote, del que se obtiene la información necesaria que permita apreciar una o más de las características, de manera de facilitar la toma de decisiones sobre su empleo. Una muestra se considerará como una fracción extraída de la barra o rollo con

una longitud de un metro para ser sometida al ensayo. Se recomienda que las muestras para los ensayos de calidad de cada diámetro del acero empleado, deben estar conformadas cuanto menos por cinco unidades de productos de características similares por cada 40 toneladas o cantidad inferior; dos se emplearán en la ejecución de ensayos para evaluación de las propiedades mecánicas (una para cada ensayo) y tres para efecto de los demás ensayos.

De acuerdo con las especificaciones técnicas definidas por el Ingeniero Estructural, y con las exigencias y tolerancias definidas en las Normas ASTM ó NTP, el certificado de calidad de las propiedades y características de cada diámetro suministrado del acero de refuerzo, debe contener como mínimo lo siguiente:

- **.- Nombre y dirección de la obra.**
- **.- Fecha de recepción de las muestras y de realización de los ensayos.**
- **.- Norma bajo la cual se fabricó el material y bajo la cual se efectúan los ensayos.**
- **.- Peso por unidad de longitud de la barra, alambre, malla, o torón de refuerzo y su conformidad con las variaciones permitidas y su diámetro nominal.**
- **.- Características del corrugado, si lo hay.**
- **.- Resultados el ensayo de tracción, incluyendo resistencia a la fluencia y resistencia última, y porcentaje de alargamiento obtenido del ensayo.**
- **.- Conformidad con la Norma de Fabricación.**
- **.- Nombre y firma del responsable del ensayo y el Director del Laboratorio.**

La importancia del ataque debido a procesos corrosivos justifica un tratamiento especial de las causas y consecuencias del mismo, así como de su forma de control, lo que se verá en detalle en el Capítulo correspondiente. El valor mínimo de recubrimiento con concreto para la protección de las armaduras debe ser de por lo menos 35 mm. Para ello deben respetarse las Normas que hacen referencia a los requisitos de recubrimiento del refuerzo convencional y de tendones de refuerzo no adheridos. Una recomendación final muy importante es que cuando se requiere protección del acero de

refuerzo contra el fuego, los recubrimientos deben incrementarse.

2.- VIDA PREVISTA Y VIDA UTIL

2.1.- VIDA PREVISTA

Se entiende por vida prevista de una estructura de concreto al período para el cual es diseñada y construída a fin de que satisfaga el conjunto de requisitos arquitectónicos, funcionales, estructurales, de durabilidad, de comportamiento y de seguridad, sin que se generen costos inesperados por mantenimiento o por reparación. Para estructuras convencionales la vida prevista puede ser de 50 años. Para obras de infraestructura, de 100 años ó más. Recuérdese que el Panteón de Adriano es una estructura romana en forma de bóveda que tiene 2000 años de antiguedad y está en perfectas condiciones y que el Acueducto de Segovia tiene más de 1500 años.

Debe estudiarse, si está técnica y económicamente justificado el costo que garantiza la permanencia en el tiempo de las condiciones originales, analizando, en un estudio comparativo, si es más apropiado reparar, demoler o reconstruir la estructura. Existe un fuerte vacío en los conocimientos sobre los diversos aspectos de la durabilidad y patología del concreto por parte de los ingenieros proyectistas, los arquitectos y, especialmente, los contratistas, lo cual contribuye a acortar la vida de las obras. Neville ha descrito esta falta de conocimientos en el área de la Durabilidad del Concreto, y la atribuye a la pobre atención de las Facultades de Ingeniería Civil en la enseñanza de variados y vitales aspectos de la Tecnología del Concreto, si se la compara con el tiempo dedicado a la enseñanza del diseño estructural.

2.2.- VIDA UTIL

Se define como “vida útil del proyecto” al período previsto para que un mecanismo de daño, o un agente agresor, dé inicio al deterioro del concreto, habiéndose vencido la barrera de protección, pero sin que aún se haya iniciado el debilitamiento de la estructura. Se define como “vida útil de servicio” al período desde la ejecución de la estructura hasta que se complete un nivel aceptable de deterioro. Este tiempo es muy variable en función del nivel de aceptación del proyecto. Se define como “vida útil total” o “límite de

fractura" al período que va desde que se inicia la ejecución de la estructura hasta que se presenta un colapso total o parcial como consecuencia de los mecanismos de daño. La "vida útil residual" corresponde al período, contado a partir de la fecha de la supervisión, en que la estructura todavía es capaz de desempeñar sus funciones. El plazo final puede ser el límite del proyecto, de las condiciones de servicio, o de fractura, dándose origen a tres vidas útiles residuales.

3.- OBTENCION DE LA DURABILIDAD

3.1.- ASPECTOS GENERALES

Una estructura durable puede conseguirse si se considera todos los posibles factores de degradación y se actúa consecuentemente en cada una de las fases de proyecto, ejecución y uso de la estructura. El incremento de la durabilidad debe tener en consideración que en una estructura puede haber diferentes elementos portantes sometidos a distintos tipos de ambientes, o diversas formas de ataques.

En todos los casos el Ingeniero Proyectista debe recordar que la durabilidad no incumbe sólo a los elementos estructurales, dado que, muchas veces, son los elementos no estructurales los que conllevan problemas importantes. Estos problemas pueden consistir en el deterioro del propio elemento (por ejemplo la degradación de las aceras de los puentes), o pueden ser la consecuencia de un comportamiento inadecuado del mismo (por ejemplo, mal funcionamiento del drenaje).

3.2.- LA DURABILIDAD EN LA FASE DEL PROYECTO

El proyecto de una estructura de concreto debe incluir las medidas necesarias para que la estructura alcance su vida útil estimada, de acuerdo con las condiciones de agresividad ambiental y con el tipo de estructura. Para ello se debe incluir una estrategia de durabilidad, incluyendo la agresividad a la que estará sometida la estructura, la cual se identificará por el tipo de ambiente.

En la memoria se incluirá la justificación de las clases de exposición

consideradas para la estructura. Así mismo, en los planos se reflejará el tipo de ambiente para el que se ha proyectado cada elemento. El proyecto deberá definir formas y detalles estructurales que faciliten la evacuación del agua y sean eficaces frente a los posibles mecanismos de degradación del concreto.

Los elementos de equipamiento, tales como apoyos, juntas, drenajes, etc. pueden tener una vida más corta que la de la propia estructura por lo que, en su caso, se estudiará la adopción de medidas de proyecto que faciliten el mantenimiento y sustitución de dichos elementos durante la fase de uso.

En la protección frente a los ataques químicos agresivos, las medidas preventivas suelen ser las más eficaces y menos costosas. Por ello, la durabilidad es una cualidad que debe tenerse en cuenta durante la realización del proyecto, estudiando la naturaleza e intensidad potencial previsible del medio agresivo y seleccionando las formas estructurales, los materiales, las dosificaciones y los procedimientos de puesta en obra más adecuados en cada caso.

La identificación del medio ambiente deberá tener en cuenta la existencia de un conjunto de factores que son capaces de modificar el grado de agresividad que, a priori, podría considerarse como característico de la zona geográfica en la que se encuentra la estructura. Así, localizaciones relativamente próximas pueden presentar distintas clases de exposición en función de la altitud topográfica, la orientación general de la estructura, la naturaleza de la superficie, la existencia de zonas urbanas, la proximidad a cursos de agua, etc.

3.3.- LA DURABILIDAD EN LA FASE DE EJECUCION

La buena calidad de la ejecución de la obra y, especialmente, del proceso de curado, tienen una influencia decisiva para conseguir una estructura durable. Por ello, las especificaciones relativas a la durabilidad deberán cumplirse en su totalidad durante la fase de ejecución. No debería permitirse compensar los efectos derivados del incumplimiento de algunas de ellas. La estrategia de durabilidad deberá incluir, al menos, los siguientes aspectos:

.- Selección de formas estructurales adecuadas

.- Consecución de una calidad adecuada del concreto y, en especial de su capa exterior.

.- Adopción de un espesor de recubrimiento adecuado para la protección de las armaduras.

.- Control del valor máximo de abertura de fisuras.

.- Disposición de protecciones superficiales en el caso de ambientes muy agresivos.

.- Adopción de medidas contra la corrosión de las armaduras

.- Disminución al máximo de la permeabilidad.

En el proyecto deberán definirse esquemas estructurales, formas geométricas y detalles, que sean compatibles con la consecución de una adecuada durabilidad de la estructura, en función del entorno en que ella ha de estar ubicada. Se procurará evitar el empleo de diseños estructurales que sean especialmente sensibles frente a la acción del agua; y se tenderá a reducir al mínimo el contacto directo entre la superficie del concreto y el agua.

Se diseñarán los detalles del proyecto necesarios para facilitar la rápida evacuación del agua, previendo los sistemas adecuados para su conducción y drenaje. En especial, se procurará evitar el paso del agua sobre las zonas de juntas y sellados. Igualmente, en la medida de lo posible, se evitará la existencia de superficies sometidas a salpicaduras o encharcamiento de agua; y se procurará limitar a un mínimo los poros capilares. Cuando la estructura presente secciones con aligeramientos u oquedades internas, se procurará disponer los sistemas necesarios para su ventilación y drenaje. Se deberá prever, en la medida de lo posible, el acceso a todos los elementos de la estructura, estudiando la conveniencia de disponer sistemas específicos que faciliten la inspección y el mantenimiento durante la fase de servicio.

Un principio básico para el logro de una estructura durable consiste en obtener, en la medida de lo posible, el máximo de aislamiento respecto al agua. La mayoría de los ataques que sufre el concreto están relacionados con ésta. Así, en algunos casos, provienen de sustancias disueltas que penetran a través del concreto, caso de los ataques químicos. En otras ocasiones, es la propia agua la que provoca el deterioro (mecanismos de hielo-deshielo). Finalmente, hay veces que si bien el agua no es la causa única o suficiente, si

es un elemento necesario para que se desarrollen los procesos de degradación (corrosión).

3.4.- FACTORES QUE AFECTAN EL PROCESO DE DETERIORO

El deterioro del concreto se puede ver adicionalmente afectado por el efecto de tres factores: la humedad, la temperatura, y la presión. El factor principal es la humedad en el concreto y no en la atmósfera circundante, aunque ésta última contribuye con los fenómenos de deterioro en la medida que se presentan ciclos de humedecimiento y secado en el concreto. El efecto de la temperatura es muy importante por cuanto ella incide en la velocidad con la cual pueden ocurrir los fenómenos de deterioro en el concreto. Las reacciones químicas se aceleran con el aumento de la temperatura, considerándose que un aumento de la temperatura de 10°C dobla la velocidad de la reacción. Los climas tropicales se consideran más agresivos que otros.

La presión atmosférica y el régimen de vientos tienen incidencia sobre la durabilidad al contribuir al deterioro debido a la erosión de partículas arrastradas por el viento; que pueden promover los ciclos de humedecimiento y secado; o afectar los ciclos de enfriamiento y calentamiento de la superficie de la tierra. La acción de la presión del medio (líquido, sólido, o gaseoso) en estructuras sumergidas en el suelo o agua puede ser muy importante por cuanto se promueve la penetración de elementos que pueden percolar el concreto.

3.5.- COSTO DE LA DURABILIDAD

El ingeniero debe tener presente el concepto de durabilidad en todas las etapas del proyecto, elección de los materiales, proceso de puesta en obra, acabados y mantenimiento de una estructura de concreto. En el análisis de una obra no se puede ni se debe dejar de analizar el llamado costo de la durabilidad, el cual se puede asociar con un ahorro a largo plazo. La situación ideal, sería lograr un material que, con el menor costo posible, nos permita satisfacer las condiciones de servicio, durante toda la vida útil de la estructura.

Esta concepción teórica no siempre se cumple en la vida real. Basta ver las estructuras dañadas debido a la no aplicación del concepto de durabilidad.

Lo fundamental para evitar estos problemas es tener una idea clara, de qué y para qué se está construyendo la obra que se nos ha encomendado. Este concepto es fundamental para predecir el funcionamiento de la estructura, durante toda su vida útil de servicio. Diferentes controles surgen de acuerdo a la ubicación de la estructura proyectada, así como también del tipo de materiales que se empleen para la elaboración del concreto.

Con referencia a la durabilidad del concreto respecto a la ubicación de la estructura, se debe tener en cuenta los posibles ataques en distintas atmósferas, ataques químicos externos al concreto, problemas de fisuración y acciones físicas. Con respecto a los materiales empleados, hay que tener en cuenta las posibles reacciones deletéreas internas, la estructura de los poros y los mecanismos de transporte de fluídos dentro de la masa de concreto. Cada situación expuesta tiene su solución, la cual debe ser analizada desde la concepción de la estructura, ya que la aparición de los problemas genera costos (sea por falla estructural, pérdida de la capacidad de servicio, afeamiento externo, etc) mucho más altos para su reparación, los cuales hubieran sido minimizados si se hubiesen analizado en el momento adecuado.

Es por ello necesario, y ello sería una primera y muy importante recomendación, el que las Normas Peruanas de Diseño Estructural, al lado de la resistencia, propiedad que no se discute, den igual importancia a la durabilidad, introduciéndola como elemento primario de evaluación para el cálculo de Estructuras de Concreto Armado.

3.6.- RECOMENDACIONES SOBRE EL CONCRETO

Una estrategia enfocada a la durabilidad de una estructura debe tratar de conseguir una calidad adecuada del concreto, en especial de las zonas más superficiales donde se pueden producir los procesos de deterioro. Por un concreto de calidad adecuada se entiende aquel que cumple las siguientes condiciones:

- **Selección de materias primas acorde con las Normas.**
- **Dosificación adecuada.**
- **Puesta en obra correcta**
- **Curado adecuado del concreto.**

- **.- Resistencia acorde con el comportamiento estructural esperado y congruente con los requisitos de durabilidad.**
- **.- Comportamiento acorde con los servicios que se esperan de la estructura.**

Debe buscarse tiempos de transporte cortos; colocación por medio de sistemas ágiles; vibración apropiada. Debe recordarse que el grado de compactación tiene un papel importante en el peso unitario y en la calidad del concreto colocado y que un alto grado de compactación genera una baja relación de vacíos y, por tanto, una baja permeabilidad con alto grado de uniformidad y resistencia, siendo todo ello especialmente importante en la capa de recubrimiento.

El curado a través de su influencia en la porosidad, la permeabilidad y la hermeticidad del concreto, tiene un papel muy importante en la durabilidad. El concreto debe madurar bajo condiciones apropiadas de humedad y temperatura para desarrollar todas sus características y propiedades. Un curado adecuado asegura que el concreto será resistente, tenga baja permeabilidad, se encuentre libre de fisuras y, por lo tanto, sea durable.

Durante la etapa inicial del proceso de puesta en obra debe tenerse cuidado de los siguientes aspectos:

- **.- Asegurarse que los procesos de fraguado y endurecimiento sean los más adecuados para las condiciones ambientales de obra, la tecnología disponible, y el tiempo transcurrido. Es decir, que el vaciado del concreto deberá efectuarse de tal manera que se alcanzen unos niveles de resistencia determinados en tiempos también determinados, de manera que se evite la formación de futuras fisuras.**

- **.- Asegurarse que el concreto no se vea afectado por la probabilidad de ocurrencias de heladas tempranas, lo cual es propio de climas frios o muy fríos. El concreto sufre daños permanentes en el caso que se presenten heladas durante las primeras 24 horas. El método de curado elegido debe garantizar que el concreto no se helará hasta que obtenga un determinado**

grado de endurecimiento.

Las gradientes térmicas que normalmente se presentan en la sección transversal de un elemento durante su fraguado y/o endurecimiento pueden dar lugar a movimientos diferenciales debidos a la expansión térmica del concreto; y, en circunstancias desfavorables, ello puede ocasionar tracciones que causen fisuras en el concreto. Por ello, el método que se elija debe asegurar que las variaciones térmicas estén controladas hasta tal punto que la calidad del concreto no se vea afectada por la presencia de fisuras.

4.- AGRESIVIDAD DEL MEDIO AMBIENTE

El medio ambiente que rodea una estructura de concreto tiene una incidencia directa sobre los procesos de deterioro de la misma, debiendo tenerse en cuenta el macroclima, el clima local y el microclima. La presencia de aire poluto y lluvias ácidas puede tener fuerte impacto sobre la durabilidad. El clima local, que rodea a la estructura hasta pocos metros de distancia; y el microclima próximo a la superficie de la estructura ejercen una influencia decisiva en la durabilidad de ésta. La clasificación de la agresividad del medio ambiente debe tener en cuenta el macroclima, el clima, el microclima, y la durabilidad del concreto y el acero

Se define como ambiente ligero o débil a aquellos ambientes interiores secos y ambientes exteriores con humedad relativa menor al 60%. Se define como ambiente moderado al interior de edificaciones los ambientes húmedos y cambiantes con humedad relativa entre 60% y 98%. Ello incluye riesgo temporal de vapores de agua; condensaciones de agua; exposición a ciclos de humedecimiento y secado; contacto con agua dulce en movimiento; ambientes rurales lluviosos; ambientes urbanos sin alta concentración de gases agresivos; estructuras en contacto con suelos ordinarios.

Se define como ambiente severo a aquellos ambientes húmedos con hielo de agua dulce y agentes de deshielo; ambientes marinos o con macroclima industrial y humedad relativa entre el 60% y el 98%: ambientes urbanos con alta condensación de gases agresivos; y estructuras en contacto

con suelos agresivos. Se define como ambientes muy severos a las zonas de salpicaduras o sumergidas en el agua del mar con una cara expuesta al aire; elementos en aire saturado de sal; ambientes con agua de mar y hielo; exposición directa a líquidos con pequeñas cantidades de ácidos, ambientes salinos o aguas fuertemente oxigenadas; gases agresivos o suelos particularmente agresivos; y ambientes industriales muy agresivos.

5.- ACCIONES Y RECOMENDACIONES

Para aplicar al deterioro por fallas en la durabilidad un tratamiento adecuado, es conveniente seguir las indicaciones del ACI 364.1R que a continuación se indican:

a) **Mantener la estructura en su condición presente y contrarrestar posteriores deterioros.**
b) **Restablecer los materiales, la forma o la apariencia que tenía la estructura en una época determinada.**
c) **Reemplazar o corregir materiales, componentes o elementos de la estructura, los cuales se encuentran deteriorados, dañados o defectuosos.**
d) **Reparar o modificar la estructura hasta llevarla a una condición deseada.**
e) **Incrementar la capacidad de la estructura o de una parte de ella para resistir cargas.**

6.- MUESTREO Y ACEPTACION DEL CONCRETO

Con la finalidad de evitar futuras fallas en el elemento estructural el concreto como material debe de cumplir con todos los requisitos indicados por el Proyectista. La toma de muestras de concreto para comprobar si la calidad del mismo corresponde a las necesidades de las especificaciones es aspecto fundamental en el control de la durabilidad del concreto.

Las muestras de concreto deben tomarse cumpliendo con lo indicado en las respectivas Normas ASTM o NTP y estar compuestas de porciones de distintas partes del volumen que conforma la porción central de la descarga del concreto muestreado, y nunca de la porción inicial o final de la descarga.

La muestra debe tomarse de una sola tanda, protegerse del sol y el viento, y su volumen debe ser suficiente para efectuar todos los ensayos solicitados incluyendo:

- **.- Determinación de la temperatura del concreto fresco, el asentamiento y el contenido de aire.**
- **.- Elaboración de seis probetas estándar de 15 x 30 cms. Dos para ensayo a los 7 días, dos para ensayo a los 28 días y dos como testigos. Todas debidamente marcadas y curadas.**
- **.- Para la resistencia en flexión se elaborarán seis viguetas estándar de 15x15x50 cms. Dos para los 7 días, dos para los 28 días, y dos como testigos. Todas debidamente marcadas y curadas.**

Las muestras para ensayos de resistencia se tomarán no menos de una vez por día, ni menos de una vez por cada 40 m3 de concreto, o una vez cada 200 m2 de área de placas o muros. Adicionalmente, si el volumen total de concreto es tal que la frecuencia de los ensayos da lugar a menos de 5 ensayos de resistencia para una misma clase de concreto, las muestras deberán tomarse de por lo menos 5 mezclas seleccionadas al azar, o en cada mezcla si se usan menos de 5.

Se entiende por "ensayo" el valor individual de resistencia a la compresión de dos probetas de la misma edad, elaboradas de la misma mezcla. El Constructor y la Supervisión deberán llevar un registro riguroso y adecuado de cada muestra de concreto, que incluya la siguiente información:

- **.- Fecha y hora de la toma de muestras.**
- **.- Identificación de las probetas o viguetas elaboradas.**
- **.- Tipo de concreto.**
- **.- Ubicación de los elementos vaciados con el concreto de la muestra.**
- **.- Temperatura del concreto fresco.**
- **.- Consistencia.**
- **.- Resultado de los ensayos de resistencia a la compresión de todas las probetas y viguetas ensayadas.**

Las recomendaciones del Comité ACI 318 y de la Norma Peruana E.060 se tomarán como criterios de aceptación o rechazo del concreto fresco y/o endurecido. Se considerará que el concreto satisface los requerimientos de resistencia y durabilidad del proyecto, cuando se cumpla simultáneamente con los requisitos establecidos en ellas.

CAPITULO 2

ESTRUCTURA Y MICROESTRUCTURA DEL CONCRETO

1.- MATERIALES

El concreto está compuesto de cemento calcareo, agua y agregados como elementos principales. Como elementos secundarios pueden estar presentes aire, adiciones, aditivos y fibras. Las propiedades y características; así como las especificaciones requeridas de los materiales empleados en la producción de concreto, deben ceñirse a la normatividad NTP vigente en el país, en caso de no existir ésta se ceñirán a la Norma ASTM. Las Normas se deben cumplir teniendo en mente no sólo un valor especificado de resistencia (compresión, flexión, o corte) sino también, como aspecto fundamental, la durabilidad.

1.1.- CEMENTO

El cemento portland es producto de la calcinación de rocas calizas y arcillosas; y ocupa entre el 7% y 15% del volumen de la mezcla. El agua ocupa entre el 14% y el 18% del volumen de la mezcla e hidrata al cemento portland, por complejas reacciones químicas, dando como producto final Tobermorita que es el producto responsable de la resistencia del concreto. La mezcla de cemento portland y agua se conoce como pasta y sirve como lubricante de la mezcla fresca. La pasta endurecida provee de propiedades al concreto.

En el Perú se utiliza el cemento portland normal cuya composición corresponde a los Tipo 1, 11 y V de la Norma ASTM C 150. Adicionalmente se utilizan cementos compuestos por adición de un material puzolánico (puzolana o escoria finamente molida; cenizas o microsílices) que corrsponden a la Norma ASTM C 595. Todos los cementos peruanos permitien obtener concretos con buenas características de durabilidad.

1.2.- AGUA

Puede emplearse como agua de mezclado y/o curado del concreto, aquella que no tenga un pronunciado olor o sabor, que éste limpia y libre de aceites, cítricos, sales, ácidos, azúcares, materia orgánica y/o cualquier otra sustancial perjudicial a la estructura terminada. De preferencia se utilizará agua potable. Los cubos de pruebas de morteros preparados con agua no potable y ensayados de acuerdo a la norma ASTM C 109, deberán tener a los 7 y 28 días resistencias en compresión no menores del 90% de la de muestras similares preparadas con agua potable que cumple con los requisitos de la Oficina Panamericana de la Salud.

Las sales u otras sustancias nocivas presentes en los agregados y/o aditivos deben sumarse a las que puede aportar el agua de mezclado para evaluar el contenido total de sustancias inconvenientes. La suma de los contenidos de ion cloruro presentes en el agua y los demás componentes de la mezcla, no deberán exceder de los valores indicados en los capítulos correspondientes de las Normas. Por razones de durabilidad no se empleará agua de mar en ningún caso.

1.3.- AGREGADOS

Los agregados ocupan entre el 59% y el 76% del volumen de la mezcla. Son granulares; naturales o artificiales. Por conveniencia se les separa en agregado fino y grueso. Provienen de rocas pero también se emplean los artificiales. Los agregados se consideran un llenante de la mezcla que controla los cambios volumétricos de la pasta e influye sobre muchas de las propiedades del concreto. Los agregados deberán cumplir con los requisitos de la Norma NTP 400.037, que se complementarán con los de las especificaciones de obra.

Los agregados fino y grueso deberán ser manejados como materiales independientes, debiendo ser cada uno de ellos procesado, transportado, manipulado, almacenado y pesado de manera tal que la pérdida de finos sea mínima, que mantengan su uniformidad, que no se produzca contaminación por sustancias extrañas, y que no se presente rotura o segregación importante en ellos.

1.3.1.- AGREGADO FINO

Como agregado fino se considera aquel comprendido entre el Tamiz Nº 4 y el Tamiz Nº 200 y que proviene de arenas naturales o de la trituración de rocas, gravas u otras fuentes aprobadas. El agregado fino no deberá presentar reactividad potencial (álcali-sílice y/o álcali-carbonato), con los hidróxidos alcalinos de la pasta. La granulometría debe ser cerrada y encontrarse dentro de los límites indicados en la NTP 400.037. ó la ASTM C 33. El agregado fino podrá consistir de arena natural. Sus partículas serán limpias, de perfil preferentemente angular o semiangular, duras, compactas y resistentes; y estará libre de partículas escamosas, materia orgánica u otras sustancias dañinas.

En ningún caso el agregado fino deberá tener más del 45% de material retenido entre dos tamices consecutivos. No se permitirán variaciones mayores de 0.2 en el módulo de finura, con respecto al valor correspondiente a la curva adoptada para la selección de los ingredientes de la mezcla. El agregado fino debe encontrarse libre de arcilla y de partículas deleznables; de material que pasa el Tamiz de 74 micras; de partículas livianas como mica, carbón o lignito; de sulfatos y materia orgánica. Se recomienda como valores máximos:

Terrones de arcilla y partículas deleznables 1,0%
Material que pasa el tamiz de 74 micras 3,0%
Partículas livianas ..... ……0,5%
Sulfatos como SO4 ..... 1,2%

El agregado fino debe estar libre de cantidades perjudiciales de materia orgánica. Si su color, en el ensayo colorimétrico, es mayor que el Ambar Nº 3, se debe rechazar. Si la coloración es causada por agentes distintos a la materia orgánica se puede acudir al ensayo de relación de resistencias. Si la resistencia relativa a los 7 días no resulta menor del 95% el agregado puede usarse.

El agregado fino, en el ensayo de estabilidad de volumen, no deberá tener una pérdida de peso promedio mayor del 10% cuando se ensaya con sulfato de sodio o del 15% cuando se ensaya con sulfato de magnesio. Podrá ser aceptado si se comprueba que al ser expuesto a condiciones de

intemperismo parecidas da pruebas de comportamiento satisfactorio.

1.3.2.- AGREGADO GRUESO

Como agregado grueso se considera al material granular comprendido entre el Tamiz de 2" y el Tamiz Nº 4, y proviene de la trituración de gravas naturales o de rocas u otras fuentes aprobadas. Deberá cumplir con los requisitos indicados en la Norma NTP 400.037 o, alternativamente, en la Norma ASTM C 33. Sus partículas serán limpias, de perfil preferentemente angular o semiangular, duras, compactas y resistentes, y de textura preferentemente rugosa, debiendo estar libre de partículas escamosas, materia orgánica u otras sustancias dañinas.

La granulometría y el tamaño máximo elegidos para el agregado grueso deberán permitir obtener la máxima densidad del concreto con una adecuada trabajabilidad y un asentamiento dentro de los valores estipulados, en función de las condiciones de colocación de la mezcla.

El tamaño nominal del agregado grueso no deberá ser mayor de:

a) Un quinto de la menor dimensión entre caras de encofrados; ó
b) Un tercio del peralte de las losas; ó
c) Tres cuartos del espacio libre mínimo entre barras individuales de refuerzo, paquetes de barras, tendones o ductos de presfuerzo.

Estas limitaciones pueden ser obviadas si, a criterio de la Supervisión, la trabajabilidad y los procedimientos de compactación permiten colocar el concreto sin formación de vacíos o cangrejeras.

El agregado grueso no puede presentar reactividad potencial (álcali-sílice y/o álcali-carbonato) con los hidróxidos alcalinos de la pasta. La granulometría debe estar dentro de los límites que señalan las Normas ASTM ó NTP. Los agregados pueden mezclarse para obtener una granulometría continua. El porcentaje máximo de material que pasa la Malla Nº 200 para concreto a desgaste por abrasión debe ser de 3% para arena natural.

Los índices de aplanamiento y alargamiento del agregado grueso procesado, no deberán ser mayores del 15%. El desgaste del agregado grueso, medido de acuerdo al ensayo ASTM en la máquina de Los Angeles, no podrá ser mayor del 40%. El contenido de sustancias perjudiciales en el agregado grueso, no deberá ser mayor que las siguientes especificaciones:

Terrones de arcilla y partículas deleznables 0,25%
Partículas blandas 5,00%
Material que pasa el Tamiz de 74 micras 1,00%
Cantidad de partículas livianas 0,50%
Contenido de sulfatos, como SO4 ..... 1,20%

El agregado grueso sometido al ensayo de estabilidad de volumen, de acuerdo a ASTM, deberá tener una pérdida de peso promedio no mayor del 12% cuando se ensaya con sulfato de sodio o del 18% cuando se ensaya con sulfato de magnesio.

El lavado de las partículas de agregado grueso se deberá hacer con agua potable o agua libre de materia orgánica, sales o sólidos en suspensión. No se empleará agua de mar.

1.4.- ADITIVOS

Los aditivos son productos químicos que se incorporan a la mezcla para modificar una o algunas propiedades del concreto. Deben cumplir con las especificaciones dadas por las Normas ASTM, las Recomendaciones ACI ó la Norma NTP 339.086. El empleo de aditivos deberá ser sometido a la aprobación previa de la Supervisión y no autoriza a reducir el contenido de cemento de la mezcla.

El fabricante y/o vendedor debe proveer la información que permita establecer su "compatibilidad" con el cemento y materiales empleados, y su eficiencia dentro de la mezcla de concreto.

Puede ser recomendable el empleo de aditivos inhibidores de la corrosión o películas protectoras de la superficie del concreto. El concreto contiene aire atrapado, entre 1% y 3% del volumen de la mezcla, y puede

contener aire intencionalmente incorporado, entre 1% y 7% del volumen de la mezcla. Este último tipo de aire se logra empleando aditivos

El Constructor proporcionará a la Supervisión la dosificación recomendable del aditivo e indicará los efectos perjudiciales debidos a variaciones de la misma. Los aditivos empleados en obra deben ser de la misma composición, tipo y marca que los utilizados para la selección de las proporciones de la mezcla de concreto.

1.5.- ADICIONES

Las adiciones mimerales se incorporan a la mezcla para modificar sus propiedades, especialmente trabajabilidad, resistencia y durabilidad. Comprenden las puzolanas, escorias de alto horno, cenizas y microsílices. Todas ellas han demostrado, tanto en los ensayos del laboratorio como en la experiencia de obra, grandes ventajas derivadas de su empleo.

1.6.- FIBRAS

Las fibras se incorporan al concreto preferentemente para mejorar su resistencia en tensión y corte. Pueden ser metálicas, de vidrio, o de cloruro de polivinyl. Con éstas últimas se han obtenido excelentes resultados.Puede considerarse pertinente intensificar el microrefuerzo en el concreto (mediante el uso de fibras) dado que contribuye a mejorar la durabilidad siempre que se cumplan las Normas ASTM C 1116. Se requiere aprobación del Ingeniero Proyectista.

2.- DOSIFICACION

La proporción relativa de los distintos ingredientes debe estar adecuadamente dosificada, de tal manera que la suma de sus volúmenes absolutos sea 1 y el concreto antes de ser colocado en los encofrados sea trabajable y ya colocado tenga las propiedades deseadas, incluídas resistencia y durabilidad. El procedimiento a seguir para la selección de las proporciones queda a criterio del contratista o del vendedor de concreto premezclado, estando dada por la Supervisión la garantía del cumplimiento de las especificaciones.

Para la selección de las proporciones o “diseño de la mezcla” no debe utilizarse “recetas unicas” existiendo dosificaciones por peso, bajas relaciones agua/cementante, granulometrías continuas, y baja relación de vacíos. El proporcionamiento a ser empleado dependerá de las propiedades y características de los materiales; propiedades particulares del concreto especificado, especialmente trabajabilidad, resistencia y durabilidad; y de las condiciones bajo las cuales el concreto será producido, colocado y curado.

El asentamiento seleccionado deberá tener en consideración el tamaño de la sección que va a ser vaciada, la cantidad y espaciamiento del acero de refuerzo, los sistemas de colocación, y los mecanismos de compactación. Debe seleccionarse el menor asentamiento que permita una adecuada colocación con el procedimiento de compactación disponible.

Para controlar la presencia de cambios volumétricos significativos, el concreto deberá trabajarse en estado plástico, con el mayor contenido posible de ingredientes sólidos; mínimo asentamiento posible (mínimo contenido de agua y baja relación agua/cementante); mayor tamaño máximo nominal del agregado grueso compatible con las dimensiones de la estructura.

El aire incorporado debe ser empleado sólo cuando ello sea necesario, por cuanto él puede disminuir el contenido de agua de mezclado, reducir la exudación, disminuir la capilaridad por obturación de capilares, y mejorar el comportamiento del concreto ante los ciclos de humedecimiento y secado y de congelación y deshielo, pero también puede reducir la resistencia del concreto en 5% por cada 1% de aire incorporado.

La temperatura del concreto al momento de su colocación debe estar por debajo de los 35°C. El concreto que se mantenga en agitación se debe colocar y compactar dentro de los 45 minutos posteriores a su producción, a fin de evitar el retemplado.

Es recomendable la determinación de los tiempos de fraguado inicial y final para determinar la necesidad de utilizar aditivos retardantes o acelerantes que controlen la velocidad con que se dá este fenómeno. Ello servirá para regular los tiempos de mezclado y de transporte al sitio de la obra, de manera

que no se vaya a ver afectada ni la manejabilidad ni la resistencia del concreto.

Es conveniente que durante la fase de diseño de mezclas, o selección de las proporciones, se obtengan las curvas de desarrollo de la resistencia de cada tipo de concreto a las siguientes edades: 1, 3, 7, 14, 28, 56, y 90 días.

Dependiendo de las condiciones de exposición del concreto a agentes agresivos, se deben tomar las precauciones del caso según el agente y mecanismo de daño.

3.- COMPACIDAD DEL CONCRETO

Es la capacidad de acomodamiento que tienen las partículas de los ingredientes sólidos que lo componen y se define como la cantidad de materiales sólidos (en volumen absoluto) por unidad de volumen del concreto. La compacidad depende de la calidad y cantidad de los ingredientes del concreto. Puede verse afectada por la segregación, en el estado plástico. La correcta distribución de sus componentes, a través de la masa, es importante para mantenerlo tan sólido como sea posible. Para que el concreto sea compacto, denso, sólido, homogeneo, y por tanto resistente y durable, se requiere:

a) El uso de un cementante de buena calidad y la aplicación de bajas relaciones agua/cementante.

b) El uso de agregados densos, poco porosos y bien graduados.

c) El más bajo contenido de agua de mezclado.

d) Adecuado manejo y correcta colocación y compactación en los encofrados.

e) Un cuidadoso procedimiento de retiro de los encofrados.

f) Protección y curado adecuados, con buenas prácticas de puesta en servicio.

Aún con una alta compacidad y buena homogeneidad, el concreto presenta en su interior una estructura relativamente porosa; y, eventualmente microfisuras o fisuras. Para entender la estructura porosa del concreto, es necesario conocer adecuadamente los conceptos que se indican en el acápite relativo a porosidad.

4.- POROSIDAD

Se define como porosidad a la cantidad de espacios vacíos que quedan inmersos en la masa del concreto como consecuencia de la evaporación del agua libre de la mezcla y de la presencia del aire naturalmente atrapado. Los poros del concreto, dependiendo de su tamaño, se subdividen en:

4.1.- POROS DE AIRE ATRAPADO

Corresponden a las burbujas de aire que quedan naturalmente atrapadas y/o intencionalmente incluídas (mediante un aditivo) en la masa de concreto. Se les conoce como poros de compactación y poros de aire incorporado. Su diámetro es mayor de 0,2 mm (200 micras) y no suelen estar interconectados. Se subdividen en poros capilares o macroporos; y poros gel o microporos.

Los poros capilares o macroporos se encuentran por fuera del gel cemento. Su forma es variable y su tamaño oscila entre 0,00002 mm (0,02 micras) y 0,2 mm (200 micras) de diámetro. Cuando están interconectados y abiertos al exterior, son suceptibles de ser saturados y por ellos ocurre la permeabilidad del concreto a los fluidos. En general, cuando aumenta la cantidad de poros capilares, se reduce significativamente la resistencia del concreto a los ataques físicos, químicos o biológicos.

Los poros gel o microporos son los poros que presenta la pasta de cemento hidratada y endurecida (poros intersticiales del gel de cemento) y su diámetro es menor de 0.00002mm (0.02 micras). No intercambian agua con el medio ambiente, a menos que la humedad que presenten se encuentre por debajo del 20%.

4.2.- IMPORTANCIA

Los más importantes para la durabilidad del concreto son los poros capilares y los macroporos. Considerando la estructura porosa que se ha descrito, se pueden definir, por ser vitales para la durabilidad, la absorción y la porosidad fundamental o abierta.

La porosidad fundamental o abierta puede ser definida como la relación entre el volumen de poros accesible al agua y el volumen aparente de la probeta; esta relacionada con los poros u oquedades interconectados a través de los cuales es posible que ocurra el transporte de fluídos y/o el intercambio de sustancias disueltas. Su valor está dado por la ecuación siguiente:

$$PA = 100(Psss-Ps)/(Psss-Pm)$$

4.3.- INTERACCION POROS- MEDIO AMBIENTE

Para que se desarrollen procesos de deterioro de caracter físico, químico o biológico, tanto en el concreto como en la armadura de acero, debe darse una interacción entre los materiales de la estructura y el medio ambiente circundante. En ello intervienen; la PERMEABILIDAD del concreto a los fluídos (gases o líquidos), a través de los macroporos, los poros capilares y las fisuras; y el MICROCLIMA (condiciones de humedad, de temperatura, de presión y la presencia de agentes agresivos), que rodea la superficie del concreto.

El alcance de la penetración, así como la velocidad y el efecto del transporte de agentes agresivos dentro del concreto, depende principalmente de:

(a) la estructura de los poros y fisuras dentro del concreto;
(b) la presencia de humedad; y,
(c) los mecanismos de transporte.

Del mismo modo, la velocidad y la magnitud de las reacciones que se puedan presentar entre los agentes agresivos y el concreto, depende a su vez

de: el tipo y la concentración de las sustancias agresivas, la composición química del cemento y las propiedades químicas y mineralógicas de los agregados; de la temperatura y presión; de la humedad relativa efectiva; y, de la naturaleza y distribución de los poros y fisuras.

Para estudiar los mecanismos de transporte a través del concreto y comprender la interacción entre los poros del concreto y el agua, es necesario definir tres términos (adsorción; condensación capilar; y difusión)

Para entender en concepto de adsorción es necesario recordar que la superficie libre de cualquier sólido generalmente tiene un exceso de energía debido a la falta de enlaces con las moléculas cercanas. En los poros de la pasta de cemento, esta energía superficial tiende a compensarse adsorviendo moléculas de vapor de agua sobre dichas superficies y el espesor de la capa de agua que se forma depende del grado de humedad en el interior de los poros. Así, el término adsorción se refiere a la adherencia de moléculas a una superficie, y no es lo mismo que la absorción, que se refiere a la incorporación de moléculas en el interior de otra sustancia o masa (como por ejemplo, cuando una esponja absorve agua).

Se entiende por condensación capilar a la relación que existe entre el área superficial y el volumen de los poros que se incrementa en la medida en que los poros son más pequeños, por lo que el agua adsorvida también se incrementará en relación con la cantidad de poros, hasta un cierto y determinado diámetro de los poros para el cual estos se encontrarán totalmente llenos de agua.

La difusión está definida como la dispersión de una sustancia dentro de un espacio o dentro de una segunda sustancia. Si la humedad relativa efectiva de un concreto es baja y hay presencia de gases, estos se difunden fácil y rápidamente por los poros del concreto. Pero, en la medida en que se da el proceso de condensación capilar, que produce el llenado de agua en los poros, se reduce el espacio disponible para la difusión de gases; y como consecuencia de ello, la permeabilidad del concreto a los gases se disminuye considerablemente.

5.- ABSORCION

La absorción del concreto puede ser definida como la relación entre la masa de agua que penetra los poros saturables y el peso seco de la muestra penetrada por el agua.

$$A = 100(Psss-Ps)/Ps$$

6.- PERMEABILIDAD

La permeabilidad es aquella propiedad que permite que el concreto pueda ser atravesado por un fluído (líquido, gases, iones) por causa de una diferencia de presión entre las dos superficies opuestas del material. Usualmente la permeabilidad se determina por el caudal filtrado del agua, de acuerdo a la Ley de Darcy, en la cual el flujo es laminar y permanente.

La permeabilidad del concreto al agua, depende de: la permeabilidad de la pasta de cemento (poros capilares); de la permeabilidad y granulometría de los agregados; de la proporción de pasta en relación a la del agregado; y de los vacíos causados por una compactación deficiente o por los capilares del agua de exudación (macroporos). La velocidad, profundidad de penetración y efectos del fluído y/o los agentes agresivos disueltos, están regidos por la forma y estructura de los poros y por el microclima que rodea la superficie del concreto. En general, la permeabilidad de la pasta depende de la relación agua/cementante, del grado de hidratación del cementante y de la edad de la pasta.

Según Mindress y Young, un concreto de baja permeabilidad no sólo requiere de una baja relación agua/cementante, sino también de un adecuado período de curado húmedo, dado que a medida qu avanza la hidratación del cemento, la red de poros se va cerrando como consecuencia de la formación de C-S-H. Es decir que con el curado húmedo continuo va disminuyendo el valor del coeficiente de permeabilidad (Kp) hasta llegar a una completa discontinuidad de los poros capilares, pero en función de la relación agua/cementante.

El tiempo de curado, en días, requerido para producir un sistema discontinuo de poros capilares en el concreto, asumiendo un curado húmedo

continuo es de:

AGUA/CEMENTANTE	TIEMPO DE CURADO
0.40 ……	3
0.45 ……	7
0.50 ……	28
0.60 ……	180
0.70 ……	365

En concretos cuya relación agua/cementante es mayor de 0.70 la completa discontinuidad de los poros capilares nunca puede ser alcanzada, aún con un curado húmedo continuo; y, por lo tanto, estos concretos tendrán permeabilidad relativamente más alta.

7.- HERMETICIDAD

La hermeticidad es la capacidad del concreto de refrenar o retener el agua sin escapes visibles. Al reducir las bajas relaciones agua/cementante, la segregación y exudación contribuyen a la hermeticidad del concreto. La inclusión de aire también ayuda a la hermeticidad. Para ser hermético el concreto también debe tener alta compacidad y estar libre de fisuras y vacíos.

8.- MECANISMOS DE TRANSPORTE

Para que operen los mecanismos de transporte entre el concreto y el microclima que rodea la superficie, se pueden presentar tres situaciones; transporte en aire húmedo (por difusión); transporte por agua de lluvia o salpicaduras de agua (por succión capilar); transporte por inmersión (por presión hidrostática).

En el caso del transporte en el aire húmedo, los procesos de transporte de gases, agua o sustancias disueltas en el agua, son procesos de difusión que se dan en función de la humedad relativa del aire. Estos procesos de difusión, son inducidos por una tendencia al equilibrio cuando hay una gradiente de concentraciones.

Así, la difusión del oxígeno avanza a través del concreto a medida que éste es consumido durante la corrosión del acero de refuerzo, lo cual causa una diferencia de concentraciones de C02 dentro de los poros del concreto. Del mismo modo, el CO2 se difunde en el concreto, en la medida que se da una reacción química entre el CO2 y la cal libre que hay en las paredes de los poros, reduciendo a su vez la concentración de CO2.

La difusión de agua o vapor de agua ocurren cuando se producen cambios en la humedad del ambiente o cuando el concreto se seca, es decir cuando hay una diferencia de concentración.

Para el caso de eventuales sustancias disueltas en el agua (carbonatos, cloruros, sulfatos, amonio, magnesio, etc.), su difusión se realiza a través de la capa de agua que recubre las paredes de los poros (agua de adsorción), o a través de los poros llenos de agua por condensación capilar. En la medida que es menor el espesor de la capa de agua de adsorción o la cantidad de agua que llena los poros, la velocidad de difusión de las sustancias disueltas es menor.

Ello significa que la fuente de poder, para que se dé este mecanismo de transporte (difusión) a través del concreto, es la diferencia de concentraciones que puedan tener el agua o el gas presentes en los poros del concreto.

El transporte por agua de lluvia o salpicaduras se da cuando la superficie del concreto se moja como consecuencia de la lluvia o de la salpicadura de agua, la saturación del material ocurre muy rápidamente porque el agua se "absorve" por succión y por difusión capilar y, posteriormente, se "adsorve" por adherencia de moléculas de vapor sobre la superficie de los poros. En este caso, las sustancias disueltas por el agua son transportadas por la misma agua y la difusión de gases queda prácticamente bloqueada por la condición de saturación de los poros de concreto.

El efecto de la succión capilar depende de la energía superficial de los poros del concreto y por ello, la tendencia a "adsorver" agua por parte de estas superficies crea una succión capilar, siempre que haya agua disponible. En poros verticales, la altura de la columna de agua dentro del poro, es regulada por un equilibrio entre las fuerzas de adsorción de la superficie de los

poros y el peso de dicha columna de agua. Para el caso de succión capilar en dirección horizontal, la profundidad de penetración depende del exceso de agua en la superficie del concreto y de la duración de esta situación, es decir si hay inmersión o no y cuanto dura.

Por lo anteriormente expuesto, el concreto "absorve" agua del medio ambiente, a través de su sección capilar, a una velocidad considerablemente mayor de la que se pierde por evaporación; y, en consecuencia, la humedad relativa efectiva (al interior del concreto) tiende a ser superior a la humedad relativa del ambiente que lo rodea (microclima).

El transporte por inmersión se da para las estructuras sumergidas permanentemente en agua en las que la penetración de ésta se da por succión capilar, lo cual muy probablemente es acentuado por penetración inducida como consecuencia del aumento de la presión hidráulica.

Un transporte continuo de agua a través del concreto, ocurre solamente cuando el agua se puede evaporar de las superficies del concreto que están expuestas al aire. La intensidad de este transporte depende de la relación que se establezca entre la tasa de evaporación, la tasa de sección capilar, y la presencia y continuidad de la presión hidráulica.

9.- MECANISMO DE DAÑO

En el mecanismo de daño las acciones físicas se refieren a los cambios volumétricos que experimenta el concreto, como consecuencia de cambios de humedad (agua líquida, vapor de agua; escarcha, hielo), y/o temperatura (frío, calor, fuego). Pero también hacen referencia a las variaciones de la masa del concreto (cambios de peso unitario, porosidad, y permeabilidad).

Las acciones mecánicas en el mecanismo de daño se refieren a los factores de deterioro imputables a las acciones mecánicas dentro de los que están la deformación lenta (fluencia); las sobrecargas y deformaciones impuestas (fisuras estructurales; deflexiones y movimientos excesivos, imprevistos o fortuitos; y, las fracturas y aplastamientos); los impactos, las vibraciones excesivas; y los daños por abrasión (frotamiento, rozamiento, raspado, percusión, erosión y cavitación), que están relacionados con el uso

que se da a la estructura.

Entre los factores de deterioro que se asignan a las acciones químicas están el ataque de ácidos, la lixiviación por aguas blandas, la carbonatación, la formación de sales expansivas (ataque de sulfatos), y las expansiones destructivas de las reacciones alcali-agregado, y la corrosión del acero de refuerzo.

Entre los factores biológicos como mecanismo de daño no puede dejar de considerarse que como consecuencia de la biorreceptividad que ofrecen las superficies de concreto y de mortero, aparentemente por la disminución del pH sobre las mismas superficies, se dan las condiciones para la colonización, establecimiento y desarrollo de microorganismos de origen animal o de origen vegetal, que también afectan la durabilidad del concreto.

CAPITULO 3

ESPECIFICACIONES DEL CONCRETO

1.- ASPECTOS GENERALES

Las acciones físicas causan los cambios volumétricos que experimenta el concreto como consecuencia de cambios de humedad; cambios de temperatura; y/o variaciones en su masa que afectan principalmente el peso unitario, la porosidad, la permeabilidad y la hermeticidad.

La relación agua/cementante de una mezcla influye de una manera determinante sobre la permeabilidad del concreto. En particular, cuando el valor de la relación agua/cementante excede de 0,6, la permeabilidad aumenta considerablemente debido al incremento en la porosidad capilar.

Aunque existe, de acuerdo a Feret, una relación inversa entre la porosidad y la resistencia del concreto (a mayor porosidad menor resistencia) no existe una normatividad clara al respecto. Pero desde el punto de vista de la durabilidad, se considera que un concreto es de buena calidad si la "porosidad abierta" (es decir la relación entre el volumen de poros accesible al agua y el volumen aparente de probeta), es menor de un 10% y mala si supera el 15%.

Por esta razón se recomienda que para reducir la permeabilidad del concreto, se deben utilizar bajas relaciones agua/cementante (inferiores a 0,5 en peso), y un período de curado húmedo adecuado. Esto, disminuye la permeabilidad de la pasta y obtura la porosidad de los agregados al envolverlos.

2.- CICLOS DE HUMEDECIMIENTO Y SECADO

Una de las causas más comunes del deterioro del concreto, especialmente de estructuras hidráulicas, son los niveles de agua por mareas, crecientes, operaciones de embalse u otras causas, ya que el agua tiende a concentrarse en diferentes partes de la estructura.

Los requisitos de relación agua/cementante máxima y f´c mínima para concretos expuestos a condiciones de humedecimiento y secado son:

	w/c	f´c
Concreto de baja permeabilidad expuesto al agua	**0,50**	**24 Mpa**
Protección del concreto armado expuesto a agua salina, agua de mar o salpicado por agua salina	**0.40**	**35 Mpa**

El empleo de aire incorporado permite la dispersión de burbujas de aire extremadamente pequeñas (con diámetros entre 10 y 1000 micras) que no se encuentran inteconectadas y que actúan como válvulas de los capilares del concreto aumentando así su hermeticidad.

3.- CICLOS DE CONGELACION Y DESHIELO

Este proceso es considerado como el factor de intemperismo más destructivo en un concreto, debido al aumento de volumen del agua (aproximadamente 9%) al convertirse en hielo dentro de la pasta y de las partículas de agregado, induciendo así grandes esfuerzos de tracción interna en la masa. Con la incorporación de aire, el agua desplazada por la formación de hielo en la pasta se acomoda de tal manera que no resulta perjudicial, pues las burbujas de aire en la pasta suministran cámaras donde se introduce el agua y así se alivia la presión hidráulica generada.

A manera de ejemplo, la cantidad de aire total con una inclusión del 4% al 6% por volumen, para un tamaño máximo de agregado de 1.5", puede ser del orden de 400 billones de burbujas por metro cúbico de concreto. Esto, adicionalmente reduce la segregación y exudación, pero igualmente reduce la resistencia en un 5% por cada 1% de aire incorporado.

El concreto es más durable cuando tiene bajas relaciones

agua/cementante. Para un concreto expuesto a ciclos de congelamiento y deshielo, la relación agua/cementante máxima debe ser de 0,45 y la resistencia mínima de 31 Mpa.

4.- CONCRETO PARA ACCIONES MECANICAS

Las acciones mecánicas están relacionadas con la formación de microfisuras, fisuras y planos de falla que proceden de fenómenos como la deformación lenta (fluencia); las sobrecargas y deformaciones impuestas (fisuras estructurales; deflexiones y movimientos excesivos, imprevistos o fortuitos; fracturas y aplastamientos); las vibraciones excesivas; y, la abrasión (frotamiento, rozamiento, raspado, percusión, erosión o cavitación). Los riesgos que se pueden derivar de la fisuración y agrietamiento del concreto, pueden tener tres tipos de connotaciones:

La fisuración afecta la apariencia de la superficie del concreto y por lo tanto su calidad estética, sobre todo si se trata de concretos arquitectónicos o expuestos a la vista. La presencia de fisuras y grietas da la sensación de inseguridad estructural y de riesgo por falla de elementos o colapso de la estructura. Dependiendo de las condiciones de exposición, la presencia de fisuras y grietas pueden ser una invitación al deterioro prematuro.

La importancia de la fisuración con relación a la durabilidad y la capacidad de respuesta de una estructura durante su vida útil, dependen fundamentalmente del patrón que siguen las diferentes modalidades de fisuras y grietas; pero particularmente si estas son longitudinales o no. Es decir, si siguen la dirección de las armaduras del refuerzo principal de un elemento. Esto es especialmente importante desde los puntos de vista de:

- **a) La adherencia mecánica que debe existir entre el acero y el concreto.**
- **b) La resistencia frente a los esfuerzos del cortante**
- **c) El ataque químico al concreto, por penetración de sustancias agresivas,**
- **d) La corrosión de las armaduras por penetración de oxígeno.**

5.- FISURAS POR SOBRECARGAS Y DEFORMACIONES

Con el objeto de no afectar la durabilidad del concreto y evitar daños por la formación de microfisuras, fisuras y planos de falla, es indispensable que se cumpla las disposiciones que son de obligatorio cumplimiento en el Perú. La normatividad acepta que los esfuerzos de tracción inducidos por las cargas traen como consecuencia la presencia de fisuras en los miembros de una estructura de concreto. Por ello, los procedimientos de diseño disponen acero de refuerzo, no sólo para absorver los esfuerzos de tracción; sino también para obtener una adecuada distribución de fisuras y un límite adecuado en su ancho. Se presentan a continuación los valores de ancho tolerable de grietas (sobre superficies en tracción) que sirven de guía en el diseño de estructuras de concreto armado:

		Ancho Tolerable
.-	En aire seco o con membrana de protección ..	0,40 mm
.-	En ambiente húmedo: aire húmedo o suelo saturado ..... ……	0,30 mm
.-	Con agentes químicos que impiden el congelamiento ..... ……	0,20 mm
.-	Humedecimiento y secado de agua de mar, o salpicaduras de agua de mar ..... ……	0,15 mm
.-	Estructuras de baja permeabilidad, excluyendo tuberías no sujetas a presión ..... ……	0,10 mm

6.- VIBRACIONES EXCESIVAS

La presencia de grietas, lo mismo que la formación o progresión de planos de falla, como consecuencia de vibraciones excesivas, son controladas con el uso de microrefuerzo que puede ser conformado por fibras monofilamento o multifilamento de nylon, de polipropileno o por fibras metálicas.

Las de nylon proveen buena capacidad de microrefuerzo, pero absorven agua. Las de propileno han probado ser muy útiles en su capacidad de microrefuerzo y no son absorventes. Las fibras metálicas son muy útiles para el caso de pisos industriales y en estructuras sujetas a erosión

El efecto de las vibraciones excesivas usualmente se absorve con la construcción de elementos masivos, que diferencien la vibración de la fuente con la vibración de la estructura. Para minimizar las vibraciones resonantes, la relación entre la frecuencia natural del la estructura y la frecuencia de la fuerza transtornante debe mantenerse fuera del rango de 0,5 á 1,5.

7.- DAÑOS POR ABRASION

Dependiendo del tipo de abrasión (frotamiento, fricción, erosión por abrasión, o erosión por cavitación), se recomiendan las siguientes especificaciones:

En los pisos, en los que se puede producir abrasión y desgaste por frotamiento, el ACI-302 recomienda que la resistencia y asentamiento del concreto deberán cumplir con los límites indicados en la Tabla 2.20 y que el contenido de cemento no sea menor que el indicado en la Tabla 2.21, dependiendo del tamaño máximo nominal del agregado empleado. Para todos los demás pisos, f´c a los 3 días debe ser no menor de 125 kg/cm2.

En los pavimentos, en los que se puede producir desgaste por fricción, el ACI 316 recomienda que la resistencia del concreto a la flexión no sea menor de 45 kg/cm2 a los 28 días, medida en viguetas con carga en los tercios, ni de 280 kg/cm2 de resistencia a la compresión en probetas cilindricas a los 28 días, con contenidos mínimos de cemento de 335 kg/m3.

Para obtener buena resistencia a la abrasión, también se recomienda limitar el tamaño máximo del agregado grueso a un mínimo de 25 mm (1"), así como el uso de relaciones agua/cementante bajas. Para atenuar el efecto de la erosión por materiales abrasivos, es recomendable considerar los siguientes factores:

.- Utilizar resistencias a la compresión a los 28 días por encima de

350 kg/cm2.

- **.- Utilizar microrefuerzo con fibras de polipropileno o metálicas en el concreto.**
- **.- Emplear agregados duros, densos y de tamaños máximos mayores.**
- **.- Aplicar métodos de acabado que permitan obtener superficies suaves.**
- **.- Usar materiales de recubrimiento superficial que mejoren la dureza y por lo tanto la resistencia al desgaste.**
- **.- Aplicar un curado intensivo al concreto.**

Ni los mejores concretos resisten por tiempo indefinido las fuerzas de cavitación, debiéndose por ello reducir ésta mediante superficies lisas y suaves, así como reducir la velocidad del agua. Es conveniente emplear agregado grueso de tamaño máximo hasta de 19,1 mm (3/4"), por cuanto la cavitación tiende a remover las partículas grandes. El uso de microrefuerzo con fibras metálicas o de polipropileno ha probado ser de utilidad.

8.- ACCIONES QUIMICAS

La durabilidad de una estructura de concreto simple o reforzado, con frecuencia viene determinada por la velocidad a la que el concreto se descompone como consecuencia de una reacción química. Dentro de los factores de deterioro imputables a las acciones químicas están, el ataque por ácidos, la lixiviación por aguas blandas, la carbonatación, la formación de sales expansivas (ataque por sulfatos), y la expansión destructiva de las reacciones álcali-agregado.

En un medio que disuelva los productos calcareos del concreto, es mejor utilizar cementantes a base de Portland (cementos compuestos o cemento portland con adiciones), que cementos con alto contenido de C-S (que liberan mayor contenido de cal libre).

El concreto no presenta ninguna defensa contra los ácidos, por lo que debe evitarse que éstos entren en contacto con aquel. Para ello existen barreras impermeables y resistentes a los ácidos como los productos epóxicos, que protegen satisfactoriamente el concreto.

Debido a que la reacción de la pasta de cemento con las aguas blandas es similar a la reacción que él podría experimentar con los ácidos, la forma de atenuar la penetración y posterior lixiviación de la pasta de cemento del concreto, es construir elementos de concreto de alta compacidad y protegidos mediante un tratamiento superficial.

Para prevenir la carbonatación, lo más importante es producir y colocar concreto de baja permeabilidad. Es decir concretos con baja relación agua/cementante, adecuada compactación y un curado apropiado. Es decir, concretos de baja permeabilidad, alta hermeticidad y baja porosidad abierta. Para ello se recomienda relaciones agua/cementante inferiores a 0,5 en peso, vibración sin segregación al momento de la colocación, y un período de curado húmedo adecuado al tipo de cemento empleado. Esto, disminuye la permeabilidad de la pasta y obtura la porosidad de los agregados al envolverlos. En estos casos, el empleo de sistemas protectores de barreras impermeables puede proteger apropiadamente el concreto para evitar la formación de un frente de carbonatación.

El concreto puede protegerse del ataque por sulfatos, especificando un cemento resistente a los sulfatos (bajo contenido de C3A; y relación C3A/SO2 inferior a 3), y asegurando una baja permeabilidad (mediante una baja relación agua/cementante). Por lo tanto, para aquellos concretos expuestos a soluciones que contienen sulfatos se debe cumplir los requisitos exigidos en la Tabla correspondiente de la Norma ACI 318-05. Otra forma de atenuar el ataque de sulfatos es modificar el contenido de hidróxido de calcio en el concreto, mediante la adición de puzolanas (cenizas, escorias, microsílice y/o el filler calcareo), que reaccionan con éste y no con los sulfatos.

En general las adiciones tienen muy buen comportamiento frente al ataque de sulfatos, por el hecho de que en estos cementos es difícil la formación de sulfoaluminato de calcio, debido a la baja cantidad de hidróxido de calcio liberado durante la hidratación de la pasta. Sin embargo, si la adición empleada contiene una gran cantidad de óxido de aluminio Al2O3 activo (p.e. arcillas calcinadas, pumita, algunas tobas volcánicas, etc), el comportamiento ante el ataque de los sulfatos no es apropiado.

Adicionalmente, algunas Normas establecen que para concretos que puedan estar expuestos a químicos que impidan el congelamiento, el máximo contenido, por peso, de adiciones que se incorporan al concreto no deben exceder los porcentajes del peso total del material cementante que se indican a continuación:

.- Cenizas 25%
.- Escoria 50%
.- Microsílices 10%
.- Total de cenizas y otras adiciones 25% (1)

(1) Las cenizas y otras adiciones no deben constituir más del 25% del peso total del material cementante, ni la microsílice más del 10% del peso total del material cementante.

El empleo de sistemas protectores de barreras impermeables puede proteger apropiadamente el concreto para evitar el ataque por sulfatos.

Todos los aspectos relacionados a los ataques químicos al concreto, su forma de acción y las medidas de control, son materia del presente trabajo y serán tratados en detalle en los Capítulos correspondientes.

La reacción álcali-agregado es un fenómeno de carácter expansivo, que tiene su origen en la interacción química de los álcalis liberados por la hidratación de cemento (u otras fuentes) y los minerales reactivos (como la sílice amorfa) que contienen algunos agregados. Esta reacción está influenciada por la humedad, la temperatura y la presión del medio ambiente que rodea a la estructura afectada. Los efectos de esta reacción son la aparición de fisuras, la pérdida de resistencia y la disminución del módulo de elasticidad del concreto. Para prevenir el fenómeno, la primera recomendación es no utilizar agregados potencialmente reactivos, previa evaluación siguiendo la Norma ASTM C 295 que describe la caracterización petrográfica del agregado.

El contenido de álcalis se expresa en términos de sodio equivalente como la suma del Na_2O + 0.658 K_2O. Cuando el porcentaje de sodio equivalente se encuentra por debajo de 0.6% en peso, la reacción álcali-silice

no puede llevarse a cabo; y por ello este valor se recomienda como el máximo permisible, para minimizar el riesgo de daño. Debe evitarse el riesgo de álcalis procedentes del exterior (por ejemplo sales de deshielo) por lo que se sostiene que la cantidad de álcalis procedentes de otras fuentes, no debe ser mayor de 3 kg/m3 de concreto.

Las condiciones de humedecimiento y secado intermitentes, también contibuyen al fenómeno (generando mayor expansión), y por ello la impermeabilización puede atenuar e inclusive evitar la expansión. Una baja relación agua/cementante da lugar a un concreto resistente y de baja permeabilidad, lo cual disminuye el riesgo de las reacciones álcali-agregado.

El empleo de adiciones tales como las microsílices se considera muy adecuado para reducir las expansiones, gracias a su capacidad de fijar los álcalis. Adicionalmente, los cementos puzolánicos con un mínimo de 30% de adición, se consideran muy eficaces para controlar la reacción álcali-sílice. Sin embargo, las puzolanas no son eficaces en el control de la reacción álcali-carbonato. También el empleo de aire incorporado en el concreto es eficaz para reducir las expansiones debidas a la reacción álcali-sílice

9.- ACCIONES BIOLOGICAS

Las acciones biológicas también causan deterioro al concreto y al acero de refuerzo, como consecuencia de la presencia de los microorganismos vivos o muertos, que no solamente pueden afectar el confort ambiental y la apariencia de las construcciones; sino que también, pueden producir una gran variedad de daños y defectos por procesos de degradación ambiental: biofísico, biomecánico, bioquímico y biológico propiamente dicho. Los dos primeros, afectan principalmente la permeabilidad, la resistencia y la rigidez del concreto; mientras que, los dos segundos, provocan la transformación de los compuestos del cementante endurecido y/o los agregados del concreto.

Cuando se dan las condiciones para el asentamiento y colonización de microorganismos en la superficie del concreto, debe exigirse un concreto de buena calidad, denso y de muy baja permeabilidad. Es decir, un concreto durable. Además de lo anterior, un adecuado diseño y construcción del proyecto, también evitará la proliferación de microorgamos que puedan

invadir, manchar y/o degradar las superficies de concreto. Por ejemplo, las superficies deben evitar la presencia prolongada de humedad y evitar la acumulación de polvo, polen, esporas u otras partículas que promuevan el nacimiento y multiplicación de microrganismos. De igual manera prácticas apropiadas de manejo, colocación, compactación, acabado, fraguado, curado y tratamiento de juntas, mejorarán la prevención de agresiones de carácter biológico.

Desde luego, una de las medidas más eficaces de protección de concretos y morteros, ante la actuación de organismos y microrganismos, consiste en evitar el contacto de la superficie de estos materiales con el agua. Sin embargo, esto no siempre es practicable y por ello, se utilizan agentes biocidas, entre los cuales destacan las sales de amonio cuaternario, los fenoles y los clorofenoles, y algunos compuestos de mercurio y estaño.

El uso de sistemas protectores de barreras impermeables, como los descritos en el ACI 515, pueden proteger apropiadamente el concreto del ataque biológico.Todos los aspectos referentes al ataque por acciones biológicas serán tratados en detalle en el Capítulo correspondiente de este trabajo.

CAPITULO 4

PRODUCCION Y CONTROL DE CALIDAD DEL CONCRETO

1.- PRODUCCION DEL CONCRETO

La preparación del concreto debe ceñirse a los requerimientos indicados en la NTP.E-060, tanto para el concreto normal como para el premezclado. Los equipos de mezclado y transporte deben cumplir con los requisitos aplicables de la misma Norma. Igualmente los requisitos de uniformidad en el mezclado a fin de evitar segregación.

El concreto debe transportarse desde la planta de producción hasta el sitio de descarga y colocación final tan rápido como sea posible, de manera que la mezcla se encuentre colocada antes que se presente el fraguado inicial, con el fin de prevenir el fenómeno de retemplado. Si se trata de concreto premezclado, en lo posible la descarga se debe completar antes de 45 minutos o antes que el tambor haya girado 300 revoluciones (lo que ocurra primero) a partir de la incorporación de agua inicial de la mezcla. Estas limitaciones se pueden replantear, de acuerdo con las modificaciones que se realicen al diseño de la mezcla, en virtud de las condiciones del clima en el momento del vaciado.

2.- COMPROBACION DE CARACTERISTICAS DEL CONCRETO

De acuerdo con las especificaciones técnicas, el constructor debe comprobar las propiedades y características de las mezclas mediante las siguientes acciones:

- **.- Comprobación del tipo de mezcla y sistema de colocación.**
- **.- Toma de muestras de concreto.**
- **.- Determinación de la temperatura del concreto fresco para verificar condiciones extremas en la colocación.**
- **.- Una evaluación o análisis estructural (chequeo de la capacidad estructural y determinación de la resistencia residual de la estructura mediante métodos empíricos, métodos analíticos o**

pruebas de carga).

.- Extracción, ensayo y análisis de muestras (ensayos de evaluación física, mecánica, química, biológica y/o microscópica, que permiten establecer mecanismos de daño).

Es decir que hay una "patología clínica" que se encarga del estudio de la enfermedad y una "patología experimental" que se encarga de realizar pruebas en el laboratorio y/o en obra.

Según el mismo modelo, posteriormente se correlacionan los antecedentes; las inspecciones; mediciones, auscultaciones y exploraciones, realizadas a los elementos afectados de la estructura; y, los resultados de los ensayos físicos, mecánicos, químicos, biológicos y petrográficos obtenidos de las muestras extraídas, para establecer y diagnosticar apropiadamente el tipo, la magnitud y la cantidad, de los diferentes daños en los elementos y estructuras evaluados, con sus más probables causas de ocurrencia.

Con base al diagnóstico, se evalúa la condición de servicio y se genera un pronóstico sobre el comportamiento futuro de los elementos afectados y de la estructura en general. Si el pronóstico es "optimista", se puede aplicar las siguientes medidas, recomendadas por el Comité ACI 364.1R:

.- Preservación, entendida como el proceso de mantener una estructura en su condición presente y contrarrestar posteriores deterioros.

.- Restauración, entendida como el proceso de restablecer los materiales, la forma o la apariencia que tenía una estructura en una época determinada.

.- Reparación, entendida como el proceso de reemplazar o corregir materiales, componentes o elementos de una estructura, los cuales se encuentran deteriorados, dañados o defectuosos.

.- Rehabilitación, entendida como el proceso de reparar o modificar una estructura hasta llevarla a una condición deseada (intervención o modificación).

.- Reforzamiento, entendido como el proceso mediante el cual se incrementa la capacidad de una estructura o de una parte de ella, para resistir cargas.

Si el pronóstico es "pesimista" es posible que la estructura tenga que sufrir amputaciones o la propia demolición. En estos casos se está dando origen a la "Ingeniería Forense"; es decir aquella rama de la Ingeniería que se encarga del estudio de los elementos o la estructura afectada.

Las estructuras de concreto experimentan unas fases en el tiempo que son asimilables a: la concepción (planeamiento y diseño); el nacimiento, la infancia, la adolescencia, la juventud (construcción); la madurez (operación o uso); la senectud (deterioro por senelidad o vejez); la agonía (degradación o fatiga del material); y finalmente, la muerte (colapso de la estructura). En todas estas etapas, aún después del colapso, el concreto experimenta fenómenos de envejecimiento y de deterioro.

3.- FACTORES QUE AFECTAN LA APARIENCIA

Como ya se ha visto, el microclima que rodea la superficie del concreto tiene un alto impacto en su durabilidad y comportamiento; y entre los factores que influyen en la apariencia y el aspecto estético están la polución, los cultivos biológicos sobre la superficie, y las eflorescencias que proceden del interior de la masa de concreto.

La polución del medio ambiente es la contaminación intensa y dañina del aire, que está compuesta por residuos de procesos industriales o biológicos, en forma de partículas, es transportada y depositada por el viento sobre las superficies de concreto de las estructuras y puede subdividirse en:

.- Polvo Fino (partículas desde 0,01 hasta 1 micra), que está en suspensión en el aire, y se adhiere fácilmente a las partículas microrugosas y rugosas, y tiene una gran capacidad de cubrir debido a la elevada relación superficie/volumen de sus partículas.

.- **Polvo grueso (partículas desde 1 micra hasta 1 mm), que es principalmente de origen mineral y tiene una baja capacidad para cubrir superficies. Este polvo usualmente se adhiere a las superficies que permanecen húmedas durante largos períodos de tiempo.**

Dependiendo de la velocidad del viento (que aumenta con la altura) y del flujo (laminar o turbulento), la acumulación de polvo sobre las superficies de una estructura varía. En una fachada alta la velocidad del viento puede ser tan grande que no hay lugar a que se formen depósitos de polvo, e inclusive haya remoción del polvo existente sobre la superficie; en las fachadas intermedias, donde hay turbulencia, la formación de depositos se acelera; y en partes bajas, donde hay mas concentración de polvo, se intensifica la magnitud de los depósitos.

De otra parte, debido a la dirección del viento, cuando llueve se producen ráfagas que inclinan la caída de agua sobre las superficies y generan lavado y limpieza diferencial de las capas de polvo que puedan existir. El escurrimiento del agua barre la capa de polvo y en algunos casos la redeposita en lugares donde la textura del concreto y la geometría del mismo facilitan la formación de depósitos de polvo.

Adicionalmente, si el concreto tiene alta porosidad y por tanto baja hermeticidad, éste puede ser penetrado por el agua. El proceso suele ser: inicio de la absorción del agua en los poros superficiales del concreto; inicio del escurrimiento del agua sobre la porción de la superficie ya saturada; e inicio del lavado de ésta, con el exceso de agua escurriendo libremente.

A la polución ambiental se puede añadir que, como consecuencia de la bioreceptividad que ofrecen las superficies de concreto (sobre todo las de textura rugosa) a la proliferación de microorganismos, se afecta el aspecto del concreto no sólo por las manchas y cambios de color; sino también, por que su principal aspecto desfavorable es que mantienen húmeda la superficie del concreto, lo cual promueve los mecanismos de deterioro y los mecanismos de daño.

Finalmente, como factor que afecta la apariencia, se tiene las eflorescencias. El término se emplea para describir depósitos que se forman algunas veces sobre la superficie de los concretos, los morteros u otros materiales de construcción. Usualmente estos depósitos están compuestos de sales de calcio (principalmente carbonatos y sulfatos) o de metales alcalinos (sodio y potasio), o de una combinación de ambos. Los depositos eflorescentes pueden ser clasificados de acuerdo con la solubilidad de las sustancias químicas en el agua.

El carbonato de calcio, que se produce como resultado del fenómeno de carbonatación, tiene una solubilidad en el agua extremadamente baja; y por ello, cuando se deposita es probable que tienda a permanecer. Por lo anterior, la eflorescencia debida al carbonato de calcio insoluble está considerada como el decolorante más serio del concreto.

El sulfato de calcio es ligeramente soluble en agua, pero, puesto que reacciona especialmente para formar compuestos insolubles que normalmente permanecen en el concreto, rara vez es componente principal de los depósitos eflorescentes.

Las sales metálicas alcalinas son mucho más solubles que las sales de calcio y constituyen un problema menor, ya que, o no permanecen durante mucho tiempo o pueden removerse con relativa facilidad.

El riesgo de eflorescencias se reduce por medio del curado en aire húmedo y se incrementa por el curado en el aire seco. Un curado de uno o dos días de 80 á 95% de humedad relativa y 20C de humedad, son suficientes para dar una buena protección contra la formación de eflorescencias. Si se usa menos del 65% de humedad relativa, el tiempo de curado necesario deberá hacerse durante varias semanas.

4.- MECANISMOS DE DETERIORO

Entre los mecanismos de deterioro que sufre el concreto, los cuales lo degradan o destruyen, por acción independiente o combinada de los mecanismos de daño por acciones físicas, mecánicas, químicas o biológicas,

se encuentran los siguientes:

La meteorización, denominandose así a la alteración física, mecánica o química sufrida por el concreto bajo la acción de la intemperie (sol, viento, lluvia, hielo, u otros). Este fenomeno está muy influenciado por los cambios en la temperatura, la humedad y la presión (viento) del medio ambiente; pero también, especialmente por la polución del mismo medio ambiente que es un factor de continuo crecimiento en los centros urbanos.

La decoloración y manchado que son la acción y efecto de quitar o amortiguar el color de una superficie de concreto, como consecuencia de la meteorización, la presencia de eflorescencias, los ciclos de asoleamiento, los ciclos de humedecimiento y secado, la acumulación de polvo, el lavado por lluvia y/o el escurrimiento de agua.

La lixiviación que es entendida como la descomposición y lavado de los compuestos de la pasta, como consecuencia de las reacciones químicas que experimenta el concreto por acción de ácidos, aguas blandas, ataques de sales o ataque de sulfatos, o reacciones álcali-agregado.

Usualmente la lixiviación por disolución y transporte de los compuestos hidratados de la pasta de cemento se percibe porque la superficie del concreto ha perdido la pasta superficial y exhibe agregados expuestos; hay eflorescencias de carbonatación, retención de polvo y alto riesgo de favorecer la proliferación de colonias de hongos y bacterias. Además, se observa una reducción del pH del estrato acuoso de los poros superficiales, con riesgo de despasivación de la capa de recubrimiento del acero de refuerzo.

Las reacciones deletereas que son reacciones dañinas que proceden de ciertos agregados, como consecuencia de la transformación de productos ferrosos que se encuentran presentes en la composición mineralógica del material. Por ejemplo, los agregados que contienen pirita pueden causar manchas de corrosión, huecos y protuberancias en la superficie del concreto.

La expansión de la masa de concreto se puede presentar como consecuencia de reacciones que forman nuevos productos que aumentan de volumen, como son: el ataque de sulfatos a la pasta de cemento hidratada y

endurecida; o, las reacciones álcali-agregado que se dan entre los compuestos alcalinos del concreto y ciertos agregados reactivos.

Los síntomas de expansión por ataque por sulfatos son microfisuras y fisuras aleatorias en la masa de concreto afectada, descascaramiento, ablandamiento de la masa, pérdida de resistencia y rigidez. En este caso, también se observa una reducción del pH del estrato acuoso de los poros superficiales, con riesgo de despasivación de la capa de recubrimiento del acero de refuerzo.

Los síntomas básicos de la expansión por la reacción álcali-agregado, son una expansión generalizada de la masa de concreto con fracturas superficiales, profundas y aleatorias para estructuras masivas; y fracturas ordenadas para elementos delgados.

El recubrimiento de concreto que se hace sobre el acero de refuerzo es conocido como la capa protectora o "pasivadora" que protege al acero de la acción agresiva de ciertas sustancias o elementos que pueden ocasionar deterioro o corrosión del acero de refuerzo. Cuando esta capa pasivadora que debe ser densa, compacta y de espesor suficiente, pierde su capacidad de protección, se dice que se ha despasivado.

La despasivación del recubrimiento de concreto se puede dar por el fenómeno de carbonatación de la capa de recubrimiento, que permite el acceso de agua, oxígeno u otras sustancias que pueden reaccionar con el acero de refuerzo. Igualmente se puede dar por la penetración de iones cloruro a través de procesos de difusión, impregnación o absorción capilar de agua con cloruros, que al acceder al acero de refuerzo fomentan el fenómeno de corrosión del mismo.

5.- FALLAS DE LAS ESTRUCTURAS DE CONCRETO

Las fallas que ocurren en estructuras de concreto se pueden clasificar dentro de las siguientes categorías:

.- Fallas durante la concepción y diseño

.- Fallas por materiales

.- Fallas por construcción

.- Fallas por operación de las estructuras

.- Fallas por falta de mantenimiento

La planeación y el diseño de una estructura no sólo deben basarse en su función, sino también en las condiciones ambientales y en la vida estimada de servicio. Para ello, es indispensable que los profesionales que intervienen en la fase de diseño del proyecto, sean consecuentes no solo en aplicar métodos de cálculo altamente desarrollados: sino también, en considerar los aspectos tecnológicos que aporta la Ingeniería de Materiales.

Debido al notable avance que han tenido los métodos de cálculo de estructuras que consideran diversas hipótesis de carga, normas, cálculos, dimensiones y detalles, y tienden a optimizar los recursos disponibles en un proyecto de construcción, hoy en día hay una mayor inclinación hacia construir estructuras más esbeltas y algunas veces con factores de seguridad más bajos (que no ponen en riesgo la capacidad estructural, pero si pueden afectar la durabilidad).

Pero fallas de concepción y diseño de una estructura pueden darse por muchas razones, entre ellas;

- **.- Por ausencia de cálculos o por no valorar todas las cargas y condiciones de servicio.**
- **.- Por falta de un diseño arquitectónico apropiado. El diseño estructural debe incluir los conceptos arquitectónicos y viceversa.**
- **.- Por falta de drenajes apropiados (eliminar el agua es eliminar el problema). El desague sobre el concreto hay que evitarlo; lo mismo que la presencia de agua estancada. Del mismo modo, deben reducirse las salpicaduras y los ciclos de humedecimiento y secado.**
- **.- Por no proyectar juntas de contracción, de dilatación o de construcción. Hay que entender que el diseño y construcción de estructuras implica la presencia de fisuras y grietas, que deben ser controladas mediante la disposición del llamado "acero de retracción y temperatura" y/o de juntas.**

.- Por no calcular de manera apropiada todos los esfuerzos y/o confiarse en los programas de computadora.

.- Por no dimensionar apropiadamente los elementos estructurales y/o no disponer apropiadamente el refuerzo.

.- Por imprecisiones en los métodos de cálculo o en las Normas

.- Por no especificar la resistencia y características apropiadas de los materiales que se emplean (concretos y aceros)

.- Por tolerar deformaciones excesivas en el cálculo.

.- Por falta de detalles constructivos en los planos.

Los materiales han experimentado cambios significativos y su selección debe estar basada en una calidad, una capacidad, una experiencia y una formulación. Por ejemplo, existe una gran variedad de cementos cuyas propiedades y características permiten diferentes usos y aplicaciones (por ello es importante elegir el cemento apropiado por razones de durabilidad); el agua no sólo debe cumplir con los requisitos de calidad; sino que también debe ser adecuadamente dosificada; los agregados deben tener granulometría continua y baja relación de vacíos, de lo contrario las mezclas tendrán alta tendencia a la segregación; el uso de aditivos debe ser racional y adecuado a las necesidades (sin excesos y sin exigir condiciones de riesgo para la estabilidad y durabilidad del concreto); las adiciones deben emplearse cuando hay lugar a ello y con conocimiento de causa.

Con relación al diseño de las mezclas, es indispensable romper con la costumbre de utilizar "recetas únicas" dosificadas. La dosificación de los ingredientes debe hacerse por peso, con corrección de la humedad en los agregados, y con ajuste al agua de mezclado por absorción o aporte del agua libre de los mismos agregados. Como fallas más usuales por materiales se puede distinguir las siguientes:

.- Por selección inapropiada y/o falta de control de calidad de los ingredientes de la mezcla.

.- Por no diseñar y/o dosificar inadecuadamente la mezcla.

.- Por no respetar las tolerancias permisibles en el asentamiento de la mezcla.

.- Por utilizar agregados de tamaño equivocado.

.- Por utilizar exceso de aire incorporado.

.- Por adicionar agua al pié de obra, sin control.

.- Por no disponer de un factor de seguridad apropiado en el diseño de mezcla.

.- Por no usar la curva agua/cementante de los materiales disponibles.

.- Por utilizar poco cemento (mezclas pobres y porosas), o por emplear exceso de cemento (mezclas ricas con alta contracción y fisuración).

.- Por usar mezclas pastosas (con exceso de mortero) o pedrudas (con exceso de agregado grueso). Este tipo de mezclas tiene alta tendencia a la segregación y a la exudación.

.- Por retardos excesivos en el fraguado, permitiendo la formación de fisuras por asentamiento y/o contracción plástica; pero ademas, puede afectar la adherencia mecánica entre el acero de refuerzo y el mismo concreto.

.- Por la presencia del fenómeno de falso fraguado., que tiende a inducir un incremento en el agua de mezclado con la consecuente alteración de la relación agua/cementante.

.- Por fraguados acelerados que generan estructuras con bajas resistencias mecánicas

.- Por bajas resistencias en el concreto, lo cual conduce a fatigas prematuras o detrimento de la durabilidad

.- Por no hacer control de calidad al concreto, con lo cual se desconoce su capacidad resistente y su comportamiento.

.- Por acero de refuerzo de calidad inapropiada o por insuficiencia en los anclajes y/o longitudes de desarrollo. Por olvidar que todo el acero principal longitudinal debe ser acero corrugado y que el acero liso solo es permitido en estribos, flejes y espirales.

Una estructura fácil de construir tiene mayores probabilidades de estar bien construída, y por lo tanto ser más durable. Todo estructura se comportará ante las solicitaciones que se le hagan, según como haya quedado construída; y por ello, los procesos constructivos deben reflejar lo más fielmente posible (dentro de las tolerancias permisibles), los planos y las especificaciones dadas en las fases de planeamiento y diseño del proyecto.

Algunos sistemas de construcción demandan una metodología y

cuidados específicos. Se requiere experiencia previa, cuidados y calificaciones de la mano de obra, un control de calidad y precauciones que nos permitan obtener la calidad especificada. Sin embargo, las fallas más comunes por los aspectos constructivos se dan por las siguientes causas:

- **.- Por no calcular y diseñar los encofrados.**
- **.- Por defectos o deformación de los encofrados.**
- **.- Por no respetar las tolerancias dimensionales permisibles en los elementos.**
- **.- Por no inspeccionar los encofrados antes del vaciado, para verificar su integridad y estabilidad.**
- **.- Por no colocar apropiadamente ni asegurar el acero de refuerzo, permitiendo su desplazamiento durante el vaciado.**
- **.- Por no respetar la separación de barras y el recubrimiento de norma, mediante el uso de separadores adecuados.**
- **.- Por no inspeccionar el acero de refuerzo antes del vaciado, para verificar el cumplimiento de los planos y las especificaciones**
- **.- Por utilizar malos procedimientos de izaje y montaje de elementos prefabricados, con lo cual se inducen deformaciones no previstas, impactos, u otras condiciones que alteran sus propiedades.**
- **.- Por inadecuada interpretación de los planos.**
- **.- Por malas prácticas de manejo, colocación y compactación del concreto.**
- **.- Por labores de desencofrado prematuro o inapropiado.**
- **.- Por indisposición de juntas apropiadas de contracción, dilatación y/o construcción.**
- **.- Por no adelantar procedimientos adecuados de protección y curado del concreto.**
- **.- Por precargar la estructura antes que el concreto tenga suficiente capacidad resistente.**
- **.- Por picar o abrir huecos en la estructura para soportar o conectar instalaciones anexas a la estructura.**

El comportamiento real de una estructura y su seguridad bajo las cargas y condiciones previstas de servicio, se fundamentan en un buen diseño, el uso de los materiales indicados, y la calidad de la construcción.

De acuerdo con el concepto de "vida útil de servicio" existe un período para el cual la estructura se considera vigente hasta que se completa un cierto y determinado nivel aceptable de deterioro, bajo condiciones de uso.

En la práctica la vida útil de servicio puede acabar antes del tiempo previsto por "abuso" de la estructura (p.e. incremento de las cargas permitidas, o acción de fenómenos accidentales como impactos, explosiones, inundaciones, fuego, u otras); o por cambio de uso (p.e. cambio de las cargas de servicio y/o cambio de las condiciones de exposición)

Sin embargo, hay que reconocer que las condiciones de servicio y el envejecimiento y deterioro de los materiales como el concreto, en la realidad, son impredecibles.

Finalmente, hay que reconocer que las condiciones de servicio y el envejecimiento y deterioro de los materiales como el concreto, en la realidad, no son totalmente predecibles; y por lo tanto, para mantener la confianza en la integridad estructural, el comportamiento, la funcionalidad, la estabilidad, la durabilidad y la seguridad, es necesario realizar inspecciones rutinarias que derivarán en la necesidad de un mantenimiento, reparación, rehabilitación o refuerzo de la estructura.

En la práctica, después de la puesta en servicio de una estructura, debería iniciarse el mantenimiento de la misma con una inspección preliminar y con base en ello y en las condiciones de operación del proyecto elaborar un "Manual de Mantenimiento". Este mantenimiento, al igual que el que se practica a los vehículos puede ser preventivo, correctivo o curativo según el grado de deterioro o de defectos que exhiba la estructura.

El "mantenimiento preventivo" contempla los trabajos de reparación necesarios para impedir posibles deterioros o el desarrollo de los defectos ya apreciados. La limpieza de los sistemas de drenaje es tal vez el ejemplo más simple de mantenimiento preventivo. El "mantenimiento correctivo" hace referencia a la restitución de las condiciones originales de diseño, de tal manera que se restablezcan los materiales, la forma o la apariencia de la estructura. La restauración de estructuras, es un buen ejemplo de

mantenimiento correctivo. El "mantenimiento curativo" tiene lugar cuando hay que reemplazar porciones o elementos de una estructura, por deterioro o defecto. La demolición y reparación de miembros estructurales, son técnicas empleadas para practicar el mantenimiento curativo.

CAPITULO 5

ATAQUES FISICOS

1.- INTRODUCCION

Las acciones físicas se refieren a los cambios volumétricos que experimenta el concreto, tanto fresco como endurecido, como consecuencia de cambios de humedad, y/o de temperatura. También hacen referencia a las variaciones que el concreto puede tener en su masa y que afectan el peso unitario, la porosidad, y la permeabilidad. El concreto es muy resistente a la compresión pero su capacidad de soportar esfuerzos de tracción es relativamente debil; y por ello, los movimientos que él experimenta y que se manifiestan mediante deformaciones, pueden desarrollar microfisuras, fisuras y grietas a través de las cuales penetran las sales para atacar el concreto y el acerro de refuerzo.

Grandes esfuerzos y roturas pueden ser prevenidos o minimizados mediante el control de las variables que afectan los cambios de volumen; y la comprensión de la naturaleza de esos cambios, es útil para el análisis y prevención de planos de falla y agrietamientos.

2.- CAMBIOS VOLUMETRICOS EN ESTADO PLASTICO

Durante el estado plástico, los cambios volumétricos del concreto pueden ser consecuencia de la contracción o dilatación que experimenta el material; debido a los movimientos que pueden presentarse durante la etapa del vaciado o de fraguado; o las heladas tempranas. Todos estos son fenómenos que ocasionan fisuras, las cuales se presentan sólo en la pasta, que no atraviesan el agregado sino que lo rodean.

Las microfisuras y fisuras plásticas se caracterizan por fenómenos como el asentamiento plástico y la construcción plástica, los que están íntimamente unidos a la cantidad de agua de mezclado y a la exudación del concreto.

Una vez que el concreto ha sido colocado y compactado en obra, los

sólidos de la mezcla tienden a asentarse (hundirse dentro de la masa) por efecto de la gravedad, desplazando los elementos menos densos como el agua y el aire atrapado; el agua aparece en la superficie como agua de exudación y el asentamiento continúa hasta que el concreto se endurece.

Cuando hay obstáculos tales como partículas de agregado grandes, acero de refuerzo o elementos embebidos dentro del concreto, estos pueden obtruir el libre asentamiento de la mezcla, provocando asentamientos diferenciales y la formación de grietas en el concreto plástico.

Por otra parte, en algunas ocasiones, la presión que ejerce el concreto fresco sobre el encofrado o el suelo, hace que estos se deformen y causen asentamientos plásticos adicionales con la consecuente aparición de fisuras. Igualmente puede ocurrir cuando se vacía concreto sobre un ligero declive, en cuyo caso la mezcla tiende a escurrirse.

Desde luego, una mezcla de consistencia húmeda se asentará mucho más tiempo y en mayor grado que otra de consistencia seca, ya que la primera contiene más agua por volumen unitario de concreto, generando desde luego la presencia de mayor cantidad de agua de exudación.

En general, el asentamiento plástico induce fisuras amplias (hasta 1 mm) y poco profundas; es decir de escasa trascendencia estructural. Sin embargo, de presentarse deben ser obturadas de inmediato para evitar problemas de durabilidad por penetración de sustancias indeseables.

Para las de asentamiento obstruído, usualmente, se aprecian patrones longitudinales que siguen la dirección de las barras de refuerzo de la cara superior en vigas y losas; o señalando la localización de los estribos en las caras laterales de columnas y pilas.

Por lo anteriormente expuesto, y como una medida de precaución para atenuar la exudación y disminuir la posibilidad de fisuras por asentamiento plástico se pueden mencionar las siguientes:

- **Usar cementos con menos de 77C de temperatura.**
- **Humedecer la subrasante y los encofrados.**

- **.- Emplear un contenido de agua tan bajo como sea posible, de acuerdo con la consistencia especificada, y con aire incorporado para estimular la retención de agua. Es importante evitar el uso de mezclas pastosas (con exceso de arena), ya que estas tienen mayor tendencia a la segregación y la exudación.**
- **.- Es importante que durante el vaciado todo el concreto presente una humedad uniforme con el fin de reducir el asentamiento diferencial causado por variaciones de la consistencia.**
- **.- Cuando se vacía concreto sobre una base granular o sobre una superficie absorvente, ésta debe humedecerse previamente y de manera uniforme, ya que las zonas secas absorverán más agua del concreto que las zonas húmedas y, en estas últimas, el concreto permanecerá plástico más tiempo, causando asentamientos y fraguado diferenciales.**
- **.- Someter el concreto a una buena compactación (sin segregar).**

Los cambios volumétricos que generalmente se presentan en superficies horizontales mientras el concreto está aún fresco, reciben el nombre de contracción o retracción plástica y por lo común generan microfisuras que aparecen brevemente después que el brillo de agua desaparece de la superficie del concreto y una vez que comienzan se extienden rápidamente. Este tipo de fisuras es más probable que ocurra en clima seco y cálido, que en clima frío y húmedo, pues la principal razón de su presencia, es la evaporación extremadamente rápida de la humedad superficial del concreto.

La fisuración por contracción plástica generalmente ocurre entre las dos y las cuatro primeras horas después del mezclado. Generalmente son fisuras de poco espesor (0,2mm á 0,4mm) y profundidad (menor de 30 mm) iniciales. Sin embargo, a medida que aumenta el diferencial de humedad en la capa superficial del concreto, con relación a su masa interna, se incrementa su profundidad de manera considerable. Incluso en losas de entrepiso pueden pasar de lado a lado. Su longitud puede variar de unos cuantos centímetros hasta aproximadamente un metro. Por lo común, son fisuras en forma de linea recta que no siguen un mismo patrón y no presentan ninguna simetría; aunque, ocasionalmente se han observado siguiendo la forma de una pata de gallo.

Tales fisuras ocurren cuando el agua se evapora de la superficie con mayor rapidez que con la que puede aparecer en la superficie durante el proceso de exudación. Esto origina un desecamiento de la capa superficial del concreto (que a su vez conduce a una humedad y una rigidez diferencial entre la superficie y el interior de la masa), acompañada de una rápida contracción por secado (lo cual activa las fuerzas capilares en el agua de los poros en el concreto) y el desarrollo de esfuerzos de tensión en la superficie que generan la formación de fisuras (en estado fresco el concreto no presenta ninguna resistencia a la tracción).

La tasa de evaporación depende de la temperatura del aire, de la humedad relativa del ambiente que rodea la estructura, de la temperatura que tenga la superficie del concreto y de la velocidad del viento sobre la misma superficie. De estos factores el más importante es la velocidad del viento.

El ACI 305 provee un método sencillo para estimar la pérdida de humedad superficial del concreto para varias condiciones atmosféricas. Para usar el gráfico se entra con la temperatura del aire y se llega hasta la curva de humedad relativa presente en el medio ambiente, de este punto se desplaza horizontalmente hacia la derecha hasta encontrar la temperatura que exhibe el concreto en su superficie; y de allí se desplaza en forma vertical hasta encontrar la velocidad del viento; finalmente, de este último punto se hace un desplazamiento horizontal hacia la derecha, de tal forma que en el eje de las ordenadas se lea el vapor aproximado de la tasa de evaporación. Si ésta se aproxima a 1.0 kg/m2/h, deben tomarse precauciones contra el agrietamiento por contracción plástica.

En elementos de concreto simple o reforzado con grandes superficies expuestas a la atmósfera (elementos con una alta relación área/volumen), existe una muy alta propensión a experimentar fisuras por contracción plástica; sobre todo, si no existe acero de refuerzo (p.e losas de pavimento), o si la densidad del acero de retracción y temperatura (cuantía mínima) no es suficiente. En estos casos, se observa que los patrones de fisuramiento son paralelos entre sí y formando ángulos inclinados de aproximadamente 45º con las esquinas.

Cuando se utilizen los mismos materiales, proporciones y métodos de mezclado, transporte, colocación, compactación y acabado del concreto, pueden aparecer grietas de contracción plástica en una zona determinada pero no en la siguiente, lo que con toda probabilidad es el resultado de cambios de las condiciones ambientales, que afectan la velocidad de evaporación de la humedad superficial del concreto. Por tal motivo, las precauciones que deben tomarse para prevenir o limitar la posibilidad de fisuras de contracción plastica se pueden resumir de la siguiente manera y deben desarrollarse secuencialmente:

- **.- Usar cementos adicionados, con menos de 77C de temperatura**
- **.- Refrigerar los agregados y el agua de mezclado, para mantener la baja temperatura del concreto fresco.**
- **.- Presaturar los agregados del concreto, para evitar pérdidas por absorción de los mismos.**
- **.- Humedecer la subrasante y encofrados.**
- **.- Emplear un contenido de agua tan bajo como sea posible, de acuerdo con la consistencia especificada, y con aire incorporado para estimular la retención de agua.**
- **.- Levantar rompevientos provisionales para reducir la velocidad del viento por encima de la superficie del concreto.**
- **.- Levantar pantallas provisionales contra el sol para reducir la temperatura en la superficie del concreto.**
- **.- Vaciar el concreto durante el período más frío del día.**
- **.- Preservar la humedad superficial del concreto por medio de cubiertas provisionales (p.e. las láminas de polietileno), durante la colocación y el acabado.**

3.- MOVIMIENTOS DURANTE LA CONSTRUCCION

Los cambios volumétricos que experimenta el concreto durante la construcción, usualmente obedecen a movimientos en el proceso de vaciado o en el proceso de fraguado, y están ligados a deformaciones de la base de soporte o a movimientos de los encofrados.

Cuando la base de apoyo del concreto fresco (particularmente las bases granulares de pavimentos y pisos), experimenta deformaciones durante el

vaciado o el fraguado de la mezcla (posiblemente por una inadecuada compactación y solidez), existe una alta probabilidad que se causen planos de falla y fisuras que pueden tener connotaciones estructurales adversas.

En otros casos, cuando el concreto ya ha sido colocado y compactado, pero se presentan vibraciones, impactos, o movimientos de la misma base (p.e. transito de vehículos u operaciones de excavación en zonas adyacentes o cercanas), también se pueden presentar fracturas y daños.

Al igual que las bases de apoyo, los encofrados también pueden experimentar deformaciones (causadas por la presión que ejerce el mismo concreto fresco, por vibraciones, impactos o movimientos propios del proceso constructivo), que originan desplazamientos en la masa plástica que aún se encuentra en proceso de fraguado y sin ninguna capacidad de resistir tracciones, con la consecuente aparición de fisuras. Desde luego, cuando se retarda el proceso de fraguado del concreto, hay mayor suceptibilidad a que se presenten fisuras por este concepto

Otro daño, asociado a los movimientos durante la construcción, es la remoción muy prematura de los encofrados, que también puede ser causa de fisuras, desprendimientos y despostillamiento en los elementos de concreto que todavía están en fase de fraguado o recién inician la fase de endurecimiento-

Cuando el concreto se encuentra en proceso de fraguado y se presenta una refrigeración significativa del ambiente (por descenso dramático de la temperatura), no sólo se puede detener el proceso de fraguado (el cual se bloquea a los 4C de temperatura en el concreto); sino que también puede ocurrir el congelamiento del agua que se encuentra dentro del concreto y por ello, la fractura de los enlaces establecidos por los geles de cemento hidratado.

Durante el estado endurecido, los cambios volumétricos del concreto generalmente están asociados a la contracción o dilatación que experimenta el material por cambios de humedad y/o cambios de temperatura; o a los cambios que tienen lugar en la propia masa endurecida.

Entre los mecanismos de daño causados por cambios de humedad o por la presencia permanente de agua dentro del concreto en estado endurecido, se encuentran las grietas capilares o cuarteaduras; la contracción por secado; los agregados con retracción; y los ciclos de humedecimiento y secado. Todas éstas, también son fisuras que se presentan solo en la pasta, es decir que no atraviesan el agregado sino que lo rodean.

Durante el proceso de fraguado e inclusive posteriormente, las grietas capilares o cuarteaduras, que algunas veces aparecen sobre la superficie del concreto en distribución hexagonal (fisuración en mapa), se deben principalmente a procedimientos incorrectos de consolidación, acabado y curado.

Las causas más comunes de este tipo de grietas, son la sobrevibración (segregación del concreto durante la compactación) o el excesivo aplanado que durante el acabado provoca el avance de agua, cemento, y la fracción más fina del agregado hacia la superficie. Este material húmedo y cohesivo, tiene una contracción por secado mucho más alta y una resistencia más baja que el mortero y el concreto subyacentes, lo cual hace que al desecarse, la superficie esté sujeta a esfuerzos de tensión que son superiores a su resistencia a la tracción generando cuarteaduras y grietas que suelen aparecer entre 1 y 15 días después del vaciado. Su profundidad rara vez llega a 1 cm y por lo tanto tienen poca transcendencia estructural.

Otra práctica equivocada y común, que también causa este tipo de grietas es el riego de cemento seco sobre la superficie húmeda del concreto para secarlo antes del alisado, lo cual genera una inusitada riqueza de la pasta superficial que induce las cuarteaduras al secarse.

La contracción por secado, también conocida como retracción hidráulica, consiste en la disminución de volumen que experimenta el concreto endurecido, cuando está expuesto al aire con humedad no saturada. En términos generales, es debida a reacciones químicas y a la reducción de humedad.

Una vez que el concreto endurecido se expone a la acción del aire, la mayor parte del agua evaporable de la mezcla se libera (lo cual depende de la

velocidad y perfección del secado, de la temperatura y de las condiciones del medio ambiente). Al secarse el concreto, su volumen se reduce (contracción por secado), por efecto de la tensión capilar que se desarrolla en el agua que queda en el concreto.

Por el contrario, si el endurecimiento se efectúa bajo agua, el concreto se dilata, recuperando gran parte de la pérdida de volumen debida a la retracción. Cuanto más rico en cemento es el concreto, tanto mayor es la contracción o dilatación, según sea el caso. Pero, el principal factor que determina la cuantía de la contracción final es el contenido de agua de mezclado por volumen unitario de concreto, pues a mayor contenido de agua evaporable mayor es la contracción. Por lo tanto, el mejor medio para reducir la contracción es disminuir el contenido de agua al mínimo compatible con la consistencia y manejabilidad necesarias.

El valor de la contracción final para concretos normales, suele ser del orden de 0,2 á 0,7 mm por metro lineal, según el contenido inicial de agua, la temperatura ambiente, las condiciones de humedad y la naturaleza de los agregados. La contracción por secado puede permanecer durante muchos meses aunque a ritmo decreciente, dependiendo de la forma del elemento y es una propiedad perjudicial del concreto si no se controla adecuadamente. Esto es especialmente importante en el caso de muros, losas de piso y pavimentos, ya que hay una gran área expuesta a la atmósfera en relación con el volumen total de la masa de concreto. Con una contracción del 0,05%, el concreto se acorta aproximadamente 1,5 mm en 3,0 metros lineales y, si se restringe este fenómeno, invariablemente se agrietará.

Por lo anterior, el agrietamiento debido a contracciones por secado puede y debe controlarse en gran medida con la ayuda del acero de refuerzo. Como es lógico, las varillas de diámetro pequeño con espaciamiento cerrado (parrillas y mallas electrosoldadas) son más efectivas para controlar el agrietamiento que las varillas de diámetro grande con espaciamiento mayor, aunque se utilizen los mismos porcentajes de acero.

De otra parte, el agrietamiento también puede controlarse por medio de presfuerzo del concreto (pretensado o postensado), para mantenerlo en compresión de manera que no se presenten esfuerzos de tracción. De otra

parte, en el caso de estructuras esbeltas como muros, pisos o pavimentos, la disposición de grietas se controla mediante juntas que precisamente se llaman de contracción o de control. A manera de ejemplo, la experiencia ha demostrado que la separación de juntas transversales en pavimentos de contracción debe ser, en metros, de 20 á 24 veces el espesor de la losa en centímetros.

Del mismo modo, para un piso con características normales de contracción del concreto (entre 0,02% y 0,07%), la separación de las juntas debe ser, en metros de 24 á 36 veces el espesor de la losa en centímetros, según las recomendaciones del ACI 302.

ESPACIAMIENTO MAXIMO DE LAS JUNTAS TRANSVERSALES DE CONTRACCION PARA PAVIMENTOS DE CONCRETO

ESPESOR DE LA LOSA	DISTANCIA RECOMENDABLE
10,0 cm	2,00 m
15,0 cm	3.60 m
20,0 cm	4.80 m
25,0 cm	6.00 m

ESPACIAMIENTO MAXIMO DE LAS JUNTAS TRANSVERSALES DE CONTRACCION PARA PISOS DE CONCRETO

ESPESOR DE LA LOSA
ASENTAMIENTO DE 10 á 15 CM

AGREGADO DE TAMAÑO MAXIMO

	MENOR DE 19 mm	MAYOR DE 19 mm
10,0 cm	2,40m	3,00m
15,0 cm	3,60m	4,50m
20,0 cm	4,80m	6,00m
25,0 cm	7,60m	9,10m

Como se ha mencionado el valor de la contracción final para concretos normales suele ser del orden de 0,2 á 0,7 mm por metro lineal, según el contenido inicial de agua, la temperatura ambiente, las condiciones de humedad y la naturaleza de los agregados. En un concreto correctamente dosificado, la contracción de la pasta es resistida por los agregados compactos, rugosos y duros que se adhieren bien y generan la llamada interfase de adherencia pasta-agregado; sin embargo, cuando los agregados son muy absorbentes, como algunas areniscas y pizarras se producen retracciones dos o tres veces mayores que las obtenidas con materiales menos absorbentes como los granitos y algunas calizas

Una de las causas más comunes de deterioro del concreto, especialmente de estructuras hidráulicas, son los niveles del agua por mareas, crecientes, operaciones de embalse u otras causas, ya que el agua tiende a concentrarse en diferentes partes de la estructura. Al observar un pilote de concreto sujeto a ciclos de humedecimiento y secado, se pueden distinguir tres zonas claramente definidas:

a) La parte superior, que se encuentra arriba del nivel de marea alta y de oleaje, no está expuesta directamente al agua; sin embargo, está expuesta al aire atmosférico, a vientos que llevan sales y polvo, o a la acción de un eventual congelamiento. Por lo tanto, los fenómenos nocivos predominantes en esta zona suelen ser: agrietamiento debido a corrosión del acero de refuerzo, o a ciclos de congelamiento y descongelamiento del refuerzo.

b) **La parte de la estructura que se encuentra en la zona de salpicaduras, puede quedar sujeta a los mismos efectos anteriores; al agrietamiento y posible degradación de la pasta superficial, como consecuencia de la erosión ocasionada por el oleaje; y, al desgaste y microfisuramiento por el mojado y secado cíclicos (efectos de la absorción, la adsorción y la pérdida de agua).**

La parte de la estructura que se encuentra en la zona de mareas, entre los niveles máximo y mínimo, es suceptible no sólo a los efectos anteriormente descritos, sino también a la erosión por partículas sólidas en suspensión dentro del agua (materiales petreos, hielo, u otros); los ocasionales impactos o colisiones de barcos; los posibles crecimientos biológicos; y la pérdida de material por posible descomposición química de los productos de hidratación del cemento.

c) **La parte inferior de la estructura que permanentemente está sumergida en el agua, es suceptible de percolación del agua por permeabilidad (dependiendo de la porosidad del concreto y de la presión del agua); de ataques químicos; y de ataques por microorganismos.**

Como mecanismos de daño inherentes a los cambios de temperatura se encuentran la contracción térmica inicial; la dilatación y contracción por temperatura (variaciones estacionales); los ciclos de congelamiento y deshielo; y el ataque por fuego (choque término). En estos mecanismos de daño, las únicas fisuras que se presentan sólo en la pasta y que no atraviesan el agregado fino sino que lo rodean, son aquellas causadas por la contracción térmica inicial.

La contracción térmica inicial del concreto procede esencialmente del calor de hidratación derivado de la reacción de hidratación del cemento. En condiciones normales, el concreto no disipa el calor a suficiente velocidad y alcanza temperaturas más altas que el ambiente (hasta 65C).

Normalmente, aparecen microfisuras entre el primero y el quinto día de edad y se generan por un enfriamiento superficial más rápido que el interior de la masa, lo cual provoca un estado de tracción en la zona superficial y un estado de compresión en el núcleo (podría ser el caso del descenso de temperatura nocturno). Estos planos de falla, posteriormente pueden acentuarse por contracción de secado.

Hay una modalidad de fisuras de contracción térmica inicial, que puede darse en climas cálidos, cuando existe una alta temperatura (más de 50C) en el encofrado de apoyo del elemento antes del vaciado del concreto. Esta condición, puede acentuar la pérdida de humedad superficial de la mezcla (por evaporación), generando tracción superficial de la masa en contacto con el encofrado.

La contracción térmica inicial, debe controlarse tomando en cuenta los siguientes factores: reduciendo la velocidad de enfriamiento superficial del concreto; empleando mezclas no muy ricas en cemento o usando cementos adicionados que tienen menor calor de hidratación; usando cementos de bajo calor de hidratación; utilizando agregados de bajo coeficiente de dilatación; disponiendo armaduras superficiales que controlen el reparto y ancho de las fisuras; curando adecuadamente el concreto; disponiendo juntas de contracción adecuadas; y refrigerando los encofrados y bases de apoyo del concreto, antes del vaciado.

El concreto se dilata con los aumentos de temperatura y se contrae cuando ésta baja. Los efectos de tales cambios de volumen son semejantes a los producidos por la contracción por secado, es decir, que el aumento o reducción de la temperatura pueden producir un agrietamiento indebido y particularmente cuando el libre movimiento está restringido por alguna causa o se combina con la contracción por secado.

Otro efecto importante de la temperatura es el alabeo por gradiente térmica que depende de la cantidad de energía radiante absorvida por la superficie del concreto. Un caso típico de esta situación nuevamente son los pavimentos de concreto, en donde, durante el día, la cara superior de las losas se encuentra a una temperatura mayor que la inferior, con lo cual la primera se dilata más que la segunda. Esta diferencia de alargamiento produce un alabeo

en las placas con concavidad hacia abajo. Sin embargo, el peso propio del concreto y los esfuerzos de tráfico tienden a impedir esta deformación, produciendo esfuerzos de flexión, lo cual se traduce en esfuerzos de tracción en la cara inferior de la losa y de compresión en la cara superior.

Al observar la misma figura, durante la noche, el gradiente de temperatura se invierte (cara superior más fría que la inferior), dando lugar a un estado de tensiones contrario al del día. Esta situación es especialmente importante en regiones en donde hay bruscos descensos de temperatura entre el día y la noche e inclusive dentro del mismo día.

El coeficiente de dilatación térmica del concreto varía según el tipo de agregados y la riqueza de la mezcla. Generalmente está dentro del margen de 0,007 á 0,011 mm/m/C. Los fenómenos de agrietamiento por temperatura, al igual que los de contracción por seco, se controlan con la ayuda del acero de refuerzo y para ello, el valor del coeficiente de dilatación térmica más comunmente aceptado para el cálculo de las tensiones y deformaciones es de 0,010mm/m/C.

Del mismo modo, en el caso de estructuras esbeltas como muros, pisos o pavimentos, la disposición de grietas por temperatura se controla mediante las llamadas juntas de dilatación

El congelamiento y deshielo es considerado uno de los factores físicos más destructivos del concreto, especialmente cuando el material mantiene un estado de saturación casi completo. El mecanismo de falla por los ciclos de congelamiento y deshielo, se da cuando el agua que hay en los poros del concreto al llegar al punto de congelación aumenta de volumen (aproximadamente 9% con relación a su volumen en estado líquido), y ello induce grandes esfuerzos de tracción al interior de la pasta y de las partículas del agregado que hace que la masa se fracture por su baja capacidad mecánica de tolerar tracciones.

Existe concenso en que la pasta de cemento endurecida y los agregados se comportan de manera diferente cuando son sometidos a congelamiento cíclico. El agua en una pasta se encuentra en forma de solución alcalina ligera y que cuando la temperatura del concreto cae por debajo del

punto de congelación, se produce de forma inmediata un período de superenfriamiento en el que se forman cristales en los poros y capilares de mayor tamaño de la pasta (macroporos y poros capilares)

Como consecuencia de lo anterior, el contenido de álcalis aumenta en la porción de la solución aún no congelada que se encuentra en los macroporos y los poros capilares, creando un potencial osmótico que obliga a las moléculas de agua, que se hallan en los poros cercanos, a difundirlas en la solución de las cavidades congeladas. Como resultado, la solución que está en contacto con el hielo se diluirá permitiendo que el corpusculo de hielo crezca aún más. En el momento en que la cavidad se encuentra llena de hielo y solución, cualquier crecimiento produce una presión de dilatación provocando que la pasta falle.

De otra parte, la mayoría de los agregados petreos naturales tienen poros más grandes que la pasta de cemento endurecida (con cualquier relación agua/cementante), y Powers encontró que expelen agua durante la congelación. En este caso, el daño causado se debe a la presión hidráulica que se genera en los poros debido al movimiento del agua.

Con la incorporación de aire, el agua desplazada por la formación de hielo en la pasta se acomoda de tal manera que no resulta perjudicial, pues las burbujas de aire en la pasta suministran cámaras donde se introduce el agua y así se alivia la presión hidráulica generada.

4.- ATAQUE POR FUEGO

En general, el concreto tiene buenas propiedades de resistencia al fuego, pues el período en el cual el concreto mantiene un comportamiento satisfactorio bajo la acción del fuego, es relativamente alto (si el concreto está en equilibrio higrométrico con el aire) y no hay emisión de humos tóxicos. Los criterios importantes de su comportamiento bajo la accción del fuego son: la resistencia a la penetración de la llama; la resistencia a la transmición de calor; y la capacidad de sostener carga. El comportamiento del concreto bajo la acción de ataques por fuego será tratado en detalle en el Capitulo correspondiente.

Como un adelanbto se puede indicar que con agregados petreos naturales (como las calizas o los siliceos), el concreto al verse afectado por el fuego y según la temperatura alcanzada, puede sufrir calcinación que se manifiesta mediante cambios en su coloración. En general, hasta los 300C puede mantener su color gris natural. Entre 300C y 600C, adquiere una coloración rosada o con tonos ocre (amarillento); entre 600C y 900C, puede ser de color gris claro; y por encima de los 900C, experimenta una coloración blanca o amarilla clara. Desde luego, el grado de calcinación afecta la microestructura del concreto porque se produce descarbonatación y aumento de la porosidad abierta por el microfisuramiento; y, por lo tanto, también se puede originar microfisuramientp: y por lo tanto verse afectada su resistencia mecánica.

La calcinación que causa cambios de color superficial se puede clasificar de la siguiente manera: Calcinación incipiente, que corresponde a zonas donde el concreto mantiene su coloración gris natural y exhibe microfisuras y cuarteaduras en mapa; Calcinación superficial, que corresponde a zonas donde se percibe una coloración amarillenta y es posible que exista algún grado de descarbonatación, con manifestaciones de fisuramiento térmico por alabeo; Calcinación avanzada, que corresponde a zonas donde se percibe una coloración gris clara y con seguridad hay descarbonatación avanzada con manifestaciones de pérdida de masa por descascaramiento; Calcinación muy avanzada, que corresponde a zonas donde se percibe una coloración muy clara o blanca con descarbonatación evidente y desintegración de la masa de concreto.

Cuando el concreto que protege el refuerzo de un elemento estructural queda expuesto a la acción del fuego, se pueden introducir altas gradientes de temperatura y en consecuencia, las capas superficiales calientes tienden a separarse y descascararse desde la parte interior de la masa, que está más fría. Esto es altamente influído por el grado de humedad o la presencia de agua. Una excesiva humedad en el momento del fuego (la cual puede provenir de la acción de los bomberos), es la primera causa de descascaramiento. Si el concreto está en equilibrio higrométrico con el aire no hay descascaramiento.

De otra parte, el fuego fomenta la formación de grietas en la zona de juntas, en sitios que inhiban diferencias de compactación y en los planos de las varillas de refuerzo. En general, al quedar el refuerzo al descubierto, éste conduce el calor y acelera la acción del fuego y la transmición de calor. Por lo tanto los recubrimientos deben ser adecuados y el concreto de muy baja permeabilidad, con el objeto de que no presente humedad en el momento de un incendio.

En cuanto a la capacidad de sostener carga del concreto hay que considerar que el ataque por fuego es un fenómeno muy complejo, por cuanto éste actúa sobre el material compuesto concreto-acero, con comportamientos y reacciones muy diferentes ante la elevación de temperaturas. Está comprobado que al aumentar la temperatura del concreto, se registra un descenso de su resistencia y módulo de elasticidad, pero acompañado de importantes incrementos en su deformación unitaria que conducen a fisuramientos. El fuego afecta gravemente al acero de refuerzo, pero el aspecto más crítico es la alteración que sufre la adherencia entre el acero y el concreto para temperaturas superiores a 300C.

Por ejemplo, como consecuencia de los diversos grados de intensidad que experimenta el fuego, en función del tipo de material que arde y su permanencia sobre la superficie del concreto, se pueden presentar diferencias volumétricas en el concreto que lo hacen experimentar tracciones. Estos esfuerzos a su vez, inician y/o propagan microfisuras, fisuras y grietas. Estas situaciones se evidencian por patrones de fracturamiento y por planos de falla como los siguientes:

Microfisuras y cuarteadoras en mapa que son típicas de zonas donde el concreto experimenta calcinación incipiente. Es decir, presencia de planos de falla por dilatación-contracción térmica.

Fisuramiento Térmico por Alabeo, el cual es propio de zonas en losas de piso (o en muros) que experimentan alabeo convexo en su superficie, como consecuencia del calor excesivo que dilata la parte superior y produce fracturas en los tercios medios centrales de la losa. Este tipo de fracturas, es propio de zonas donde el concreto experimenta calcinación incipiente y calcinación superficial.

Fisuramiento por choque térmico cuyo patrón de estos planos de falla se desarrolla típicamente en los bordes de losas que experimentan cambios dramáticos de temperatura durante la conflagración o aún después (considerando la baja conductividad térmica del concreto). Es decir, fallas por tracción excesiva como consecuencia del choque térmico que experimentan algunas losas (probablemente, por la refrigeración súbita causada por el agua de los bomberos, o cambios volumétricos en cortos lapsos de tiempo). Estas fracturas se observan como manifestaciones de fisuramiento térmico por alabeo.

Delaminación y descascaramiento, que se caracterizan por planos de falla con desprendimientos superficiales de forma laminar, propios de zonas donde pudo existir presencia de humedad al momento del fuego y/o se percibe descarbonatación avanzada con manifestaciones de pérdida de masa.

La desintegración por fatiga es propia de todas las zonas donde ocurre descarbonatación evidente y desintegración de la masa de concreto.

5.- CAMBIOS EN LA MASA ENDURECIDA

Como manifestaciones de daño que tienen relación con los cambios que experimenta la masa endurecida, se encuentran los cambios en el peso unitario (disminución); los cambios en la porosidad (aumento); y los cambios en la permeabilidad (aumento). Usualmente estos cambios suelen darse por acciones mecánicas o por reacciones químicas.

Las acciones mecánicas contemplan aspectos como: los impactos y la abrasión, que pueden microfisurar y/o desgastar la integridad del concreto.

Las reacciones químicas pueden ser reacciones que: desintegren la pasta de cemento (como el ataque por ácidos); solubilizan la pasta (como la carbonatación): o causan expansiones (como las reacciones álcali-agregado, el ataque de sulfatos y la hinchazón del acero de refuerzo por corrosión).

CAPITULO 6

ATAQUES QUIMICOS POR ACIDOS, SALES Y BASES

1.- INTRODUCCION

El ataque, desagregación y/o desintegración del concreto, como consecuencia de su contacto con sustancias químicas agresivas que se pueden encontrar en forma líquida, gaseosa o aún sólida (aunque usualmente los productos químicos agresivos deben presentarse en solución y en una concentración crítica), es uno de los temas más estudiados dentro de la patología del concreto. Las acciones químicas sobre el concreto están muy ligadas a la condición de exposición y sobre al microclima que rodea al concreto.

Como mecanismos de deterioro del concreto por reacciones químicas de éste ante un agente agresor, se pueden mencionar las reacciones que provocan la descomposición y el lavado (lixiviación) de los compuestos de la pasta endurecida; las reacciones de intercambio entre el agente agresivo y la pasta endurecida que generan productos solubles e insolubles no expansivos; y las reacciones que forman nuevos productos que son expansivos.

En todas estas reacciones, las sustancias agresivas (iones y moléculas), se trasladan desde la fuente contaminante, usualmente desde el medio ambiente (aire o sumergido) hasta la superficie o el interior de la masa, donde se desarrollan las reacciones químicas a que haya lugar, con las diferentes sustancias reactivas del concreto.

En general, las reacciones entre las sustancias agresivas y las sustancias reactivas del concreto, tienen lugar tan pronto como estas se ponen en contacto. Sin embargo, dependiendo de la concentración y velocidad de transporte de las sustancias agresivas (tanto del exterior como a través del propio interior del concreto) estas reacciones pueden presentar manifestaciones inmediatas, o daños en el largo plazo. Pero además, la presencia de humedad, la condición de temperatura y el estado de la presión, también tienen una alta incidencia sobre la velocidad de las reacciones

químicas que se efectúen.

Dentro de los factores de deterioro imputables a las acciones químicas están, el ataque de ácidos, la lixiviación por aguas blandas, la carbonatación, la formación de sales expansivas (ataque de cloruros y de sulfatos), y la expansión destructiva de las reacciones álcali-agregado.

2.- ATAQUE POR ACIDOS

2.1.- ALCANCE

Es un hecho bien conocido que la pasta endurecida, el elemento que mantiene adherido el concreto, es un material silico-calcareo con un fuerte carácter básico, cuyo pH es del orden de 13 y por lo tanto suceptible al ataque de cualquier vapor de ácido o ácido líquido, por debil que sea éste.

Por ejemplo, entre los ácidos inorgánicos, el ácido clorhídrico origina cloruro cálcico, el cual es muy soluble; la acción del ácido sulfídrico produce sulfato cálcico, que se precipita como yeso; y el ácido nítrico, da como resultado nitrato de calcio, que también es muy soluble. Con los ácidos orgánicos, sucede algo similar, por ejemplo, la acción del ácido láctico produce lactatos cálcicos y el ácido acético da lugar al acetato cálcico. La Tabla indica los principales ácidos inorgánicos, organicos y minerales que son dañinos para el concreto.

ACIDOS INORGANICOS

Acido Clorhídrico ... Acido Brómico ..... Acido Carbónico
Acido de Cromo ..... Acido fluorhídrico.. Acido forfórico
Acido Nitrico ..... Acido Sulfúrico .... Acido sulfuroso
Hidrógeno Sulfurado

ACIDOS ORGANICOS

Acido Acético ..... Acido Fórmico ..... Acido Láctico
Acido Tánico ..... Acido Butílico ..... Acido Urico
Acido Húmico ..... Micro-organismos.

Por lo anterior, no existen los concretos resistentes a los ácidos y por ello, deben protegerse de su acción mediante barreras impermeables y resistentes que los protegan del contacto directo.

La velocidad de la reacción de la pasta del concreto con los diferentes ácidos inorgánicos y orgánicos, está determinada por la agresivad del ácido atacante; pero, la solubilidad de la cal cálcica resultante es la que determina la velocidad de degradación del concreto. Si la cal cálcica es muy soluble, ésta fluye y por lo tanto el deterioro es más rápido. En la Tabla se indica la velocidad de ataque de ciertos ácidos, a temperatura ambiente.

Entre las muchas sustancias que se encuentran en el medio ambiente que rodea una estructura y que pueden derivar en ácidos que atacan al concreto se tienen las siguientes:

Los productos de combustión de un gran número de combustibles contienen gases sulfurosos que se combinan con la humedad y forman ácido sulfúrico.

El agua de algunas minas, algunas aguas industriales y las aguas residuales o negras, pueden contener o formar ácidos, particularmente ácidos sulfúrico y sulfuroso.

Los suelos que contengan turbas pueden tener sulfuro de hierro (pirita), que al oxidarse produce ácido sulfúrico, con el agravante que alguna reacción posterior puede producir sales sulfatadas, que a su vez producirán ataque por sulfatos.

Las corrientes de agua en regiones montañosas, son a veces ligeramente ácidas debido a que contienen bióxido de carbono libre disuelto, o algunos ácidos orgánicos. El ácido carbónico disuelve la cal del concreto, mas no la alúmina. Las aguas blandas, al igual que los ácidos, disuelven los compuestos cálcicos del concreto; por lo tanto, el resultado es la degradación y destrucción de la pasta.

Los ensilajes agrícolas, industrias manufactureras o de procesamiento tales como: fermentadoras, lecherías, destilerías, producción de jugos cítricos, carnicerías, productos de pulpa de madera, o caña de azucar, producen ácidos orgánicos, que también atacan el concreto.

2.2.- CARACTERISTICAS DEL ATAQUE

El concreto de cemento portland no resiste bien los ácidos. Sin embargo, la velocidad con que los ácidos destruyen el concreto depende de:

a) La resistencia a ácidos y su concentración
b) Temperatura de la solución del ácido
c) Condiciones de exposición-soluciones estáticas o móviles
d) Solubilidad de los productos de reacción.

Entre los elementos que atacan al concreto se encuentran los ácidos sulfúrico, nítrico, sulfuroso, hidroclorhídrico, hidrofluorhídrico, clorhídrico, las aguas provenientes de las minas, industrias, corrientes montañosas, o fuentes minerales, que pueden contener o formar ácidos; las turbas que por oxidación puedan producir ácido sulfúrico, y los ácidos orgánicos de origen industrial.

Los ácidos sulfúrico, hidroclorhidrico y nítrico son fuertes y altamente agresivos. La agresividad se incrementa al incrementarse la concentración y la temperatura del ácido. Las soluciones movibles son más agresivas que las soluciones estáticas, debido a que constantemente nuevo ácido llega a estar en contacto con el concreto; y los ácidos que forman productos solubles de reacción, generalmente son más agresivos que los ácidos que forman productos insolubles de reacción.

El ácido ataca al concreto disolviendo los productos de hidratación del cemento o a través de reacciones químicas ácido-base. El hidróxido de calcio, el producto de reacción que se disuelve más rápidamente, es atacado aún por las concentraciones suaves o bajas de soluciones de ácido. Los ácidos más fuertes y más concentrados atacan a todos los hidratos de silicato de calcio.

2.3.- FACTORES QUE INFLUYEN EN EL ATAQUE

Entre los factores que aceleran o agravan el ataque químico por ácidos al concreto se encuentran:

a.- Alta porosidad, la cual puede ser debida a alta capacidad de absorción de agua; permeabilidad; y vacíos.

b.- Grietas y separación debidas a concentración de esfuerzos ó a shock térmico.

c.- Lechadas y penetración de líquidos debidos a flujo de líquidos; empozamiento; o presión hidráulica.

Entre los factores los cuales mitigan o demoran el ataque se encuentran:

a.- Los concretos densos, logrados debido a un adecuado proporcionamiento de las mezclas; una reducción en el contenido de agua de la mezcla; un incremento en el contenido de material cementante; aire incorporado; adecuada consolidación; curado efectivo.

b.- La reducción de los esfuerzos de tensión en el concreto mediante el empleo de refuerzo de tensión de diámetro adecuado y correctamente colocado; inclusión de puzolanas para controlar o suprimir la elevación de temperatura; colocación de juntas de contracción adecuadas.

c.- **Un diseño estructural adecuado a fin de minimizar las áreas de contacto y/o turbulencia; así como colocación de membranas y sistemas de barreras de protección para reducir la penetración.**

En relación con los procedimientos indicados para mitigar o demorar los ataques químicos por ácidos al concreto, debe recordarse que:

a.- **Las proporciones de la mezcla y el mezclado y procesamiento del concreto fresco determinan su homogeneidad y densidad.**

b.- **Los procedimientos de curado inadecuados dan por resultado agrietamiento y/o astillamiento.**

c.- **La resistencia al agrietamiento depende de la resistencia y capacidad de deformación del concreto.**

d.- **El movimiento de sustancias deletereas transportadas por el agua incrementa las reacciones que dependen tanto de la cantidad de agua como de la velocidad de flujo.**

e.- **El concreto el cual va a estar expuesto frecuentemente a agentes químicos ácidos conocidos por producir rápido deterioro deberá ser protegido con un sistema de barrera protectora químicamente resistente.**

2.4.- MECANISMO DEL ATAQUE POR ACIDOS

Siendo el concreto químicamente básico, con un pH del orden de 13, puede ser atacado por medios ácidos, con pH menor de 7, los cuales reaccionan con el hidróxido de calcio de la pasta produciéndose compuestos de calcio solubles en agua. Igualmente, el ataque puede producirse sobre los agregados calizos o dolomíticos, cuando éstos se emplean.

El concreto no es resistente a determinados elementos químicos y entre ellos se encuentran las soluciones fuertes de los ácidos sulfúrico, nítrico, sulfuroso, hidroclorhídrico, hidrofluorhídrico y clorhídrico, pudiendo ser destruído por ataque prolongado de cualquiera de ellos, aunque no

necesariamente a la misma velocidad.

Un pH de 5.5 a 6.0 puede considerarse como el límite máximo de tolerancia de un concreto de excelente calidad en contacto con alguno de los ácidos mencionados. Sin embargo, el ingeniero debe recordar que los valores del pH no son el único criterio para definir la agresividad de los ácidos. El comportamiento de los ácidos será visto en detalle en el acápite correspondiente

Igualmente pueden producirse ataques por ácidos al concreto a partir de las aguas provenientes de minas, industrias, corrientes montañosas, o fuentes minerales, las cuales pueden contener o formas ácidos; las turbas que por oxidación pueden producir ácido sulfúrico; y los ácidos orgánicos de origen industrial.

El deterioro del concreto por acción de los ácidos puede deberse a:

(a) la reacción del ácido y el hidróxido de calcio de la pasta; y
(b) la reacción del ácido con los agregados calizos y dolomíticos cuando estos se emplean.

Los productos de esta reacción química son compuestos de calcio solubles en agua, los cuales son diluídos por las soluciones acuosas. Se exceptúa las sales de calcio resultantes de la reacción química de los ácidos oxálico y fosfórico las cuales son insolubles en agua.

El ácido ataca al concreto disolviendo los productos de hidratación del cemento o a través de reacciones químicas ácido-base. El hidróxido de calcio, el producto de reacción que se disuelve más rápidamente, es atacado aún por las concentraciones suaves o bajas de soluciones de ácido. Los ácidos más fuertes y más concentrados atacan todos los hidratos de silicato de calcio.

En el caso de ataque por ácido sulfúrico, el deterioro resultante es más rápido o mayor, dado que el sulfato de calcio resultante de la reacción ataca al concreto.

Adicionalmente, si los poros capilares o fisuras en la pasta permiten

que las soluciones ácidas lleguen al acero de refuerzo, puede presentarse corrosión de éste con posterior agrietamiento, astillamiento y deterioro del concreto.

Puesto que ningún concreto de cemento portland es totalmente inmune al ataque de ácidos, los aditivos pueden usarse sólo para disminuir la tasa de deterioro. Los aditivos reductores de agua incluyendo los superplastificantes, reducen la relación agua-cemento y, por lo tanto la permeabilidad. Sin embargo, a medida que el concreto se deteriora, especialmente cuando los productos de la reacción son solubles, se reanuda el ataque.

2.5.- ATAQUE POR ACIDOS INORGANICOS

Los ácidos inorgánicos hidroclorhídrico, nítrico, y sulfúrico; los ácidos orgánicos acético, fórmico y láctico; y el cloruro de aluminio en forma salina; tienen una velocidad de ataque rápida a temperatura ambiente, dependiendo de su concentración.

El ácido fosfórico inorgánico; el ácido orgánico tánico; el hidróxido de sodio en solución alcalina mayor del 20%; y las sales que incluyen el nitrato de amonio, sulfato de amonio, el sulfato de sodio, el sulfato de magnesio, y el sulfato de calcio; y el gas bromuro tienen una velocidad de ataque moderada a temperatura ambiente.

El ácido carbónico inorgánico; las soluciones alcalinas de hidróxido de sodio entre el 10% y el 20% y el hipoclorito de sodio; los ácidos orgánicos oxálico y tartárico, tienen una velocidad de ataque de mayor a menor, que puede ser despreciable a temperatura ambiente.

El hidrógeno sulfurado (SH_2) disuelto en agua forma un ácido débil con pobre acción corrosiva sobre el concreto. Si se oxida por acción de bacterias hasta convertirse en ácido sulfuroso ó ácido sulfúrico, puede atacar el concreto.

El ácido fluosilicoso y los ácidos orgánicos tartárico y oxálico forman sales de calcio de baja solubilidad y son prácticamente inofensivos al concreto.

El ácido fosfórico es sólo medianamente agresivo al concreto, limitándose su efecto a la capa superficial.

Las aguas de relaves de algunas minas, así como las aguas industriales, pueden contener o formar ácidos que ataquen al concreto.

Los productos de la combustión de los combustibles contienen gases sulfurosos los cuales en combinación con la humedad forman ácido sulfúrico. Igualmente los desagues pueden actuar como colectores bajo determinadas condiciones permitiendo la formación de ácidos.

Los suelos formados por turba, los suelos arcillosos, y los esquistos aluminosos, pueden contener pirita en forma de sulfuro de hierro la cual, por oxidación, produce ácido sulfúrico. Reacciones adicionales pueden producir sales de sulfatos las cuales producen ataque por sulfato.

Las aguas de escorrentía de montaña son algunas veces medianamente ácidas, debido a la disolución en ellas del bióxido de carbono libre. Generalmente estas aguas atacan únicamente la superficie del concreto si éste es de buena calidad y tiene baja absorción.

Sin embargo, algunas aguas minerales que contienen grandes cantidades de ya sea bióxido de carbono o sulfuro de hidrógeno, o ambos, pueden ocasionar serios daños en el concreto. En el caso del sulfuro de hidrógeno, las bacterias que convierten este compuesto a ácido sulfúrico pueden jugar un rol importante.

Los ácidos hidroclorhídrico; hidrofluohídrico; muriático; nítrico; sulfúrico; y sulfuroso; desintegran el concreto.

El ácido oxálico no produce ningún daño.

Las agua ácidas naturales podrían erosionar la superficie del mortero, pero usualmente la acción se detiene.

El ACIDO CARBONICO es el resultado de la carbonatación, la cual es un

tipo particular de reacción ácida de excepcional importancia en la durabilidad del concreto. La carbonatación se debe a la penetración por difusión del dióxido de carbono o anhídrido carbónico (CO_2) del aire atmosférico o del suelo, en la estructura porosa de la superficie del concreto. El proceso origina los siguientes fenómenos:

a) El gas carbónico se disuelve en algunos de los poros y reacciona con los componentes alcalinos de la fase acuosa del concreto produciendo ácido carbónico.

b) El ácido carbónico convierte al hidróxido de calcio $Ca(OH)_2$, liberado y depositado en los poros durante la hidratación del cemento (conocido com la cal libre el cemento), en carbonato de calcio ($CaCO_3$) y agua. La reacción tiene la siguiente forma:

$$Ca(OF)2 + CO2 = Ca\,CO3 + H2O$$

c) Ocurre un descenso significativo del pH en la capa superficial del concreto (su valor usual de 13 baja hasta valores de 9), y al perder su basicidad deja de ser un elemento protector de la corrosión del acero de refuerzo. Es decir que a medida que avanza la penetración de la carbonatación, conocida como "frente de carbonatación" se pierde el efecto de capa pasivadora que tiene el recubrimiento del concreto.

d) Tiene lugar una retracción adicional en el concreto (como consecuencia de la disminución que se da en el volumen de la pasta) conocida como "contracción por carbonatación". Esta contraccción adicional, se suma a la contracción por secado.

El proceso es más intenso cuanto más importantes son los cambios humedad y más elevada la temperatura. Este fenómeno también se presenta de manera significativa en ambientes cuya humedad relativa se encuentra entre 65% y 98%. Si el concreto permanece saturado o está permanentemente seco no hay carbonatación. De otra parte parte el proceso también es más intenso en la medida que es mayor la permerabilidfad del concreto. De ahí la

importancia de trabajar con mezclas cuya relación agua-cemento está por debajo de 0,5 y además son bien curadas.

Originalmente se consideraba que la carbonatación podía ocurrir solamente por penetración del CO2 del aire atmosférico; sin embargo se ha comprobado que también puede suceder que la lluvia absorva dióxido de carbono y penetre el suelo en forma de ácido carbónico; o que en las aguas freáticas o subterraneas esté presente éste ácido; o simplemente que se aporte CO2 adcional a través del ácido húmico que se forma por descomposición de la materia orgánica.

De cualquier manera, lo anterior conduce a que pueda haber CO2 en el suelo y que éste penetre el concreto. Sobre el particular, algunos investigadores han concluído que si el agua freática contiene más de 20 mg/l (ppm) de CO2 y está relativamente quieta ó contiene más de 10 mg/l (ppm) de CO2 pero está en movimiento, ello puede producir una carbonatación apreciable de la pasta de cemento, si hay ciclos de humedecimiento y secado. De manera aproximada, la profundidad del frente de carbonatación es proporcional a la raiz cuadrada del tiempo, medido en años, multiplicada por el coeficiente de carbonatación de acuerdo con la segunda ley de difusión de Fick.

2.6.- ATAQUE POR ACIDOS ORGANICOS

2.6.1.- GENERALIDADES

Algunos ácidos orgánicos, en algunas oportunidades, entran en contacto con el concreto y ejercen un efecto destructivo sobre el mismo. Los ácidos orgánicos pueden ser divididos en dos grupos. El primero incluye ácidos de relativamente bajo peso molecular, tales como el ácido láctico y el ácido butírico, derivados de la leche y de la mantequilla; el ácido acético, el cual se encuentra en el vinagre y en conservas en base a éste; y otros ácidos como el oxálico y el tartárico. Estos ácidos son todos solubles en agua.

El segundo grupo incluye aceites de alto peso molecular tales como el ácido oleico, ácido esteárico y ácido palmítico, los cuales se presentan como

constituyentes de diversos aceites y grasas.

2.6.2.- ACIDOS DE BAJO PESO MOLECULAR

La severidad del ataque al concreto por los ácidos orgánicos acético, láctico, butírico, cítrico, málico, tartárico y oxálico depende de la concentración y temperatura. El primero es el principal ácido del vinagre; el láctico se encuentra en la leche y cerveza agrias; el butírico se forma en la mantequilla rancia.

El ACIDO ACETICO ataca a los cementos y concretos ya fraguados. En una solución al 5%, la máxima concentración recomendada en un vinagre, él tiene una acción importante en unos pocos meses. En esta concentración los cementos con alto contenido de alúmina son más severamente afectados, pero son más resistentes a soluciones por debajo del 0.5%.

En el caso del ACIDO ACËTICO, el empleo de los cementos portland puzolánicos y los cementos de escoria de alto horno da mezclas que son más resistentes que aquellas en que sólo se ha utilizado cemento portland. Para protección contra las soluciones débiles se han empleado pinturas resistentes a los ácidos, pero para las soluciones más fuertes se requiere recubrimientos más adecuados, al igual que en el caso del ácido láctico.

El ACIDO LACTICO tiene una acción sumamente destructiva sobre el concreto fraguado y se han experimentado efectos destructivos en los pisos de concreto de fábricas de queso y envasadoras de leche. Los daños son mayores cuando el piso también está sometido a abrasión pesada debida a los carros transportadores de leche. Igualmente se han experimentado daños en pisos de ladrillo terrajeados con mortero pobre.

Cuando los especímenes de mortero o concreto están inmersos en soluciones del ACIDO LACTICO, el cemento es gradualmente disuelto, dejando el agregado grueso expuesto hasta que eventualmente todo el material cementante ha sido removido. Durante esta acción no ocurre expansión.

En soluciones de ACIDO LACTICO con concentraciones mayores del

1%, los cementos de alto contenido de alúmina son atacados más rápidamente que los cementos portland, pero se volverán progresivamente más resistentes conforme la solución sea más diluida. Por ello, los efluentes de fábricas que contienen ácido láctico u otros ácidos con pH menor de 4, si se emplea cemento aluminoso resistirán mejor, en tanto que los concretos de cemento portland serán atacados.

Los cementos de alto contenido de alúmina también son empleados para pisos de concreto, o para morteros de unión en ladrillos de pisos de albañilería. Independientemente de su alta resistencia a ácidos orgánicos diluídos, su comportamiento no es similar cuando se trata de detergentes fuertemente alcalinos.

Cuando se trata de ataques por ACIDO LACTICO los cementos resistentes a los ácidos son también empleados para la unión de pisos de material arcilloso en plantas de procesamiento de leche o ambientes de embotellamiento. Ni los cementos puzolánicos ni los de escoria de alto horno presentan ventajas significativas sobre los cementos portland cuando se trata de este ácido. Los cementos de escorias de alto horno tienen la desventaja adicional, debido a los sulfatos presentes, de dar un mal olor cuando están en contacto con las sustancias ácidas.

La misma objeción puede ser hecha en el caso del empleo de cementos sobresulfatados, aunque puede esperarse que su resistencia al ataque sea mayor. Un tratamiento superficial delgado a los pisos de concreto no es de mayor significación en incrementar su resistencia a los ataques.

Se recomienda emplear en los tanques de almacenamiento un revestimiento asfáltico o productos de arcilla vitrificados, de preferencia con juntas preparadas con cemento resistente a los ácidos.

Frente al concreto, el ACIDO BUTIRICO tiene una acción similar a la del ácido láctico. El ataque se produce en silos de almacenamiento.

Los ACIDOS CITRICO Y MALICO tienen una acción similar a la del ácido acético, y en una solución al 1% atacan seriamente a los concretos de cemento portland dentro del plazo de un año. El Proceso Ocrate de tratamiento con el

gas tetrafloruro de sílice incrementa en forma importante la resistencia a los ataques.

El ACIDO TARTARICO es similar en su acción sobre el concreto a la de los ácidos láctico o acético. Soluciones diluídas tales como las que ocurren en jugos de frutas no tienen, por regla general, mucho efecto, pero los jugos pueden afectar adversamente. Por esta razón y debido a que el azucar también está presente en los jugos, algún tratamiento superficial del concreto puede ser recomendable, por ejemplo con silicofluoruros.

El jugo de manzanas, en el cual el ACIDO MALICO ocurre, puede causar serios deterioros en los concretos de cemento portland ó de cemento de alto contenido de alúmina.

El ACIDO OXALICO tiene alguna acción sobre los concretos de cemento portland, pero su efecto no es serio. El ha sido empleado para tratar superficies de concreto, obteniéndose mejores resultados que en el caso de otros ácidos. Se forma una película superficial insoluble de oxalato de calcio. Este ácido no ataca los concretos a base de alto contenido de alúmina y es, de hecho, venenoso.

El ACIDO FORMICO es corrosivo al concreto. Se utiliza en la industria papelera, en las plantas de tinte y en las plantas de conservas enlatadas. El formaldeido en solución acuosa se oxida lentamente para producir ácido fórmico.

El ACIDO TANICO y los FENOLES, de los cuales el ACIDO CARBOLICO es un ejemplo, son medianamente corrosivos.

El ACIDO FOSFORICO produce ataque superficial lento.

El ACIDO HUMICO depende en su ataque de la composición del humus, pero podría causar una desintegración lenta.

2.6.3.- ACIDOS DE ALTO PESO MOLECULAR

Los ácidos palmítico, esteárico y oléico, presentes en algunos aceites y

grasas, conjuntamente con la serie de ácidos alipáticos no saturados y saturados, tienen todos, aunque insolubles en agua, alguna acción corrosiva sobre el concreto.

La acción destructiva tiende a incrementarse con aumentos en el peso molecular, tanto del ácido esteárico como del ácido oleico. Los más bajos miembros de esta serie son, sin embargo, una excepción a esta regla.

Estos ácidos grasos de alto peso molecular se encuentran en la industria como constituyentes de aceites y grasas. Son insolubles en agua y, a temperaturas ordinarias, los principales son sólidos y de bajo punto de ablandamiento en la serie de los ácidos estearicos y líquidos de alto punto de fusión en la serie de los ácidos oleícos.

En general, estos ácidos como constituyentes de los aceites atacan a los concretos no protegidos. La desintegración producida es usualmente más pronunciada cuando el concreto está expuesto al aire, como en los pisos, que cuando está continuamente sumergido en un piso.

Aunque los concretos a base de cementos portland de escoria de alto horno, los cementos de alto contenido de alúmina, y los cementos puzolánicos, son algo menos vulnerables que los concretos a base de los cementos portland, su acción es cuestionable cuando las diferencias son suficientemente considerables para tener alguna significación práctica.

2.7.- ACEITES Y GRASAS VEGETALES Y ANIMALES

Los aceites y grasas vegetales y animales son productos naturales compuestos principalmente de glicéridos, u otros esteres, o de los miembros más altos de la serie de ácidos grasos, pero en algunos casos ellos tambien contienen cantidades importantes de alcoholes y ácidos grasos libres. Algunos aceites vegetales contienen pequeñas cantidades de ácidos grasos libres produciendo deterioro lento de la superficie del concreto.

El glicerol (o glicerina en nomenclatura comercial) es el principal constituyente alcohólico de aceites y grasas y él se presenta, por ejemplo, como estearato de glicerina (estearina) en sebos y mantecas; como

palmito de glicerina (palmitín) en aceite de palma, y como oleato de glicerina (olein) en el aceite de oliva. La glicerina, la cual es soluble en agua, ataca al concreto lentamente por reacción y con disolución del hidróxido de calcio.

Los aceites de origen vegetal, aún cuando sean frescos, usualmente contienen cantidades apreciables de ácidos grasos libres. Las grasas animales, cuando están frescas, generalmente contienen pequeñas cantidades de ácido libre, pero el volumen se incrementa con la exposición a la atmósfera. La ranciedad consiste en el desarrollo de determinados ácidos grasos libres oxidados presentes en aceites y grasas.

Las glicerinas y otros esteres son rotos por hidrólisis en sus constituyentes alcohol y componentes ácidos. Este proceso, conocido como saponificación, puede ser producido por soluciones ácidas o alcalinas. Cuando los aceites toman contacto con el concreto, la cal libre presente en el cemento fraguado saponifica el material, formando una sal cálcica del ácido graso y liberando el alcohol polihídrico. Este alcohol, por si mismo, puede a menudo reaccionar con la cal.

Así con la oleina se forma calcio oleico y glicerina, y esta última reacciona en el futuro con más cal para formar glicerina cálcica. Este es un ejemplo típico del mecanismo de acción destructiva de los aceites y grasas saponificados sobre el concreto. Si también están presentes ácidos libres, como es a menudo el caso, ellos también atacan al concreto para formar sus sales de calcio.

Los aceites animales frescos contienen pequeñas cantidades de ácido, pero los aceites animales rancios contienen una cantidad considerablemente mayor y son corrosivos. Los aceites de pescado pueden ser más corrosivos que los aceites animales.

Los ácidos orgánicos de origen industrial pueden producir daños superficiales en el concreto, pudiendo producir daños serios en los pisos aún cuando el conjunto estructural no sea afectado.

Las soluciones azucaradas son deteriorantes, especialmente sobre concreto muy nuevo. Una concentración del 3% puede corroer en forma

gradual el concreto. Una pequeña cantidad de azucar en el agua de la mezcla podría retardar significativamente o inhibir la fragua.

2.8.- LEXIVIACION

Las aguas blandas, es decir aquellas que tengan pocas impurezas (p.e., aguas libres de sales; aguas de condensación industrial; aguas de fusión de glaciares, nieve o lluvia; y algunas aguas de pantano o subterraneas), disuelven los compuestos cálcicos del concreto de igual manera que los ácidos; y por lo tanto, el resultado es la descomposición y lixiviación de la pasta endurecida.

Así, la lixiviación resulta ser una forma suave de desarreglo que ocurre cuando el agua disuelve componentes en el concreto. El cemento Pórtland hidratado contiene hasta 25% a 30% de hidróxido de calcio, Ca(OH)2, el cual es soluble en agua. Este componente, con mucha probabilidad, será lixiviado desde el concreto. Debido a que el hidróxido de calcio es más soluble en agua fría, el agua que viene de los riachuelos de las montañas es más agresiva que el agua más caliente.

La lixiviación del hidróxido de calcio que contiene el concreto, es decir la disminución de su contenido de CaO, trae como consecuencia la degradación de otros componentes de la pasta hidratada (silicatos, aluminatos y ferritos), y por ello el concreto pierde resistencia y se desintegra.

La lixiviación produce una apariencia arenosa en las superficies expuestas de concreto de los revestimientos de canales, canalones o tuberías. Si el agua pasa a través de grietas o juntas, la lixiviación también puede erosionar el concreto interno.

En el concreto poroso, con una alta relación agua/cementante, la lixiviación puede remover suficiente hidróxido de calcio para reducir la resistencia del concreto. Sin embargo, generalmente es sólo un problema cosmético.

2.9.- RECOMENDACIONES

Puede obtenerse adecuada protección contra ataques moderados de ácidos si se tiene un concreto denso de baja relación agua-cementante, el cual ha sido adecuadamente hidratado mediante un curado conveniente.

Ningún concreto puede resistir largo tiempo el ataque por aguas con una alta concentración de ácidos. En estos casos es recomendable un recubrimiento de la estructura, o un tratamiento superficial adecuado. Puesto que ningún concreto de cemento portland es totalmente inmune al ataque de ácidos, los aditivos pueden usarse sólo para disminuir la tasa de deterioro.

Los aditivos reductores de agua, incluyendo los superplastificantes, reducen la relación agua-cemento, y por lo tanto, la permeabilidad. Sin embargo, a medida que el concreto se deteriora, nuevas superficies están expuestas al ácido, especialmente cuando los productos de la reacción son solubles. Los ácidos oxálico y fosfórico forman productos de reacción insolubles que no se pueden quitar fácilmente. Para los concretos expuestos a estos ácidos, al reducir la permeabilidad con aditivos tales como reductores de agua o puzolanas, se puede incrementar la vida de servicio.

Determinados materiales puzolánicos, especialmente las microsílices, incrementan la resistencia del concreto a los ácidos. En todos los casos, sin embargo, el tiempo de exposición a los ácidos deberá ser minimizado, si ello es posible, y la inmersión deberá ser evitada.

Los concretos preparados con cementos que no son hidráulicos, independientemente de su composición, deberán tener alta resistencia a aguas ácidas con pH de 3 ó menor. En tales casos deberá emplearse un tratamiento o un sistema de barrera protectora. Se recomienda emplear las recomendaciones dadas por el ACI 515.1R para sistemas de barreras protectoras del concreto de la acción de diversos químicos.

También se ha empleado microsílices para mejorar la resistencia al ataque de ácidos, convirtiendo al hidróxido de calcio en CSH, y reduciendo la permeabilidad del concreto. En estudios de laboratorio se ha empleado hasta 30% de microsílice en peso del cemento, lográndose incrementar la resistencia de concretos a algunos ácidos.

Sin embargo, inclusive las grandes dosis de microsílice no mejoraron marcadamente la resistencia a los ácidos. Las probetas conteniendo 25% de microsílice fallaron después de solamente 5 ciclos en una solución del 5% de ácido sulfúrico, y las probetas con 30% de microsílice soportaron únicamente 32 ciclos en una solución de ácido sulfúrico.

2.10.- CONCLUSIONES

El análisis anterior permite llegar a las siguientes conclusiones:

a) El concreto de cemento portland no resiste bien los ácidos. Sin embargo, la velocidad con que los ácidos destruyen el concreto depende de:

- **.- La resistencia a ácidos y su concentración.**
- **.- Temperatura de la solución del ácido.**
- **.- Condiciones de exposición a soluciones estáticas o movibles.**
- **.- Solubilidad de productos de reacción.**

b) Los ácidos sulfúrico, hidroclorídrico y nítrico, son fuertes y altamente agresivos. La agresividad se incrementa al aumentar la concentración y la temperatura del ácido.

c) Las soluciones movibles son más agresivas que las soluciones estáticas, debido a que constantemente nuevo ácido llega a estar en contacto con el concreto.

d) Los ácidos que forman los productos solubles de reacción, generalmente son más agresivos que los ácidos que forman productos insolubles de reacción.

Igualmente se sabe que el ácido ataca al concreto disolviendo los productos de hidratación del cemento o a través de reacciones químicas ácido-base. El hidróxido de calcio, el producto de reacción que se disuelve más rápidamente, es atacado aún por las concentraciones suaves o bajas de soluciones de ácido. Los ácidos más fuertes y más concentrados atacan a

todos los hidratos de silicato de calcio.

Dado que ningún concreto de cemento portland es totalmente inmune al ataque de ácidos, los aditivos pueden usarse sólo para disminuir la tasa de deterioro. Los aditivos reductores de agua, incluyendo los superplastificantes, reducen la relación agua-cemento y, por lo tanto, la permeabilidad. Sin embargo, a medida que el concreto se deteriora, nuevas superficies están expuestas al ácido, especialmente cuando los productos de la reacción son solubles.

Los ácidos oxálico y fosfórico forman productos de reacción insolubles que no se pueden quitar fácilmente. Para los concretos expuestos a estos ácidos, la permeabilida del concreto se reduce con aditivos tales como reductores de agua o puzolana.

Las microsílices tienen un campo de acción diferente al sumar su notable incremento de la impermeabilidad, a su disminución de porosidad, y significativo aumento de la resistencia. Por su importancia en el control del ataque por ácidos se las trata con mayor detalle en el Anexo 1.

Finalmente conviene indicar que antes de decidir el uso de una combinación de aditivos para mejorar la resistencia al ataque químico en general y el ataque por ácidos en particular, se sugiere las pruebas en servicio. Las pruebas de diferentes combinaciones en instalaciones existentes, pueden proporcionar datos que ayudarán a cuantificar los efectos del aditivo en el rendimiento. Estos datos pueden ser empleados para determinar si algún incremento en la vida de diseño del concreto es lo suficientemente significativo para justificar el costo agregado del aditivo usado.

3.- ATAQUE POR BASES

3.1.- RESUMEN

Las bases son compuestos químicos, con un valor de pH mayor de 7, los cuales desprenden iones hidroxilos cuando son disueltos en agua . Estos iones neutralizan los ácidos formando sales. Ejemplo de bases son el hidróxido de sodio o soda caústica (NaOH) y el hidróxido de amonio o

amoniaco (NH4OH).

Si los hidróxidos penetran en el concreto y se concentran en una zona determinada se produce daño físico por cristalización y expansión a partir de la reacción entre el hidróxido y el bióxido de carbono proveniente del aire. El mismo efecto se obtiene por ciclos de humedecimiento y secado del concreto en una solución de los mencionado hidróxidos.

Las soluciones de carbonato de sodio pueden deteriorar la superficie del concreto al estado fresco. Si la concentración excede al 20% en soluciones básicas puede presentarse corrosión en el concreto debido a la disolución de silicatos y aluminatos.

El concreto de cemento portland, preparado con agregados químicamente estables, es resistente a soluciones muy fuertes de la mayoría de las bases. No es afectado por exposición continua a soluciones al 10% de hidróxido de sodio o potasio. Los hidróxidos de sodio y potasio en concentraciones de 20% á 25% o más conducen al concreto a la desintegración.

3.2.- MECANISMO DE ATAQUE

El hidróxido de sodio es una sustancia química manufacturada, un sólido blanco cristalino sin olor que absorve agua del aire. Cuando se disuelve en agua o se neutraliza con un ácido libera una gran cantidad de calor que puede ser suficiente para encender materiales combustibles. El hidróxido de sodio es muy corrosivo y se le conoce como soda caústica.

El hidróxido de sodio liberado a la atmósfera se degrada rápidamente por reacciones con otras sustancias químicas. En el agua, el hidróxido de sodio se separa en cationes de sodio y el anión hidróxido, lo que disminuye la acidez del agua. Es una base sumamente corrosiva que puede causar quemaduras graves

El hidróxido de sodio tiene como fórmula molecular NaOH y un peso molecular de 40 gr/mol; su color es blanco, es inoloro y se encuentra en estado sólido o en solución. Es corrosivo y exotérmico. Se contamina

fácilmente con el C02 de la atmósfera originando carbonato y disminuyendo su concentración efectiva.

Si el hidróxido de sodio penetra en el concreto y se concentra en una zona, podría resultar daño físico resultante de la cristalización del Na2CO3.7H20 ó del Na2CO3.10H2O formados por la reacción entre el NaOH y el bióxido de carbono proveniente del aire.

Ciclos alternados de humedecimiento y secado del concreto utilizando una solución de NaOH podrían producir el mismo efecto. Los hidróxidos de calcio, amonio, bario y estroncio son menos peligrosos.

La penetración de soluciones de NaCO3, con posterior concentración en una zona, ya sea por evaporación o por ciclos alternados de humedecimiento y secado, podría producir cristalización del carbonato de calcio sin participación del CO2 del aire.

Las soluciones de carbonato de sodio no tienen efecto dañino sobre un concreto de buena calidad y bien curado, pero la superficie del concreto fresco podría deteriorarse. En general, el efecto puede minimizarse por el empleo de concretos de baja permeabilidad.

En soluciones básicas con concentraciones por encima del 20% se ha observado corrosión debido a la disolución de los silicatos y aluminatos formados en la hidratación del cemento portland. Existen recomendaciones para no emplear cementos puzolánicos en concretos expuestos a soluciones fuertemente básicas.

Los cementos portland con 12% ó más de aluminato tricálcico son menos resistentes a las bases fuertes. El requisito de cementos de bajo contenido de C3A puede ser innecesario en el caso de soluciones básicas con menos de 10%, siempre que el concreto sea de buena calidad.

4.- ATAQUE POR SULFATOS

4.1.- ASPECTOS GENERALES

El ataque por sales, en nuestro caso especificamente por sulfatos puede deberse a dos causas:

a) **La reacción química del hidróxido de calcio (cal libre), que forma sulfato de calcio (yeso).**
b) **Combinación del yeso con aluminato de calcio hidratado para formar sulfoaluminato de calcio (etringita).**

Estas dos reacciones tienen como resultado un aumento del volumen sólido (en aproximadamente un 18%) y a la segunda se le atribuyen la mayoría de las expansiones, rupturas y ablandamiento del concreto causadas por soluciones de sulfato.

De acuerdo con Neville, las consecuencias del ataque de sulfatos no sólo producen degradación por expansión y fisuración; sino también, una reducción en la resistencia mecánica debido a la pérdida de cohesión en la pasta de cemento. Desde luego, lo anterior conlleva una pérdida de adherencia entre la pasta y las partículas de los agregados. El deterioro, por lo general, comienza en las aristas y esquinas agudas, siguiendo una microfisuración y una fisuración que astillan el concreto y lo reducen a una condición friable y blanda.

El ion sulfato que se expresa como (SO_4H_2) y que causa la degradación del concreto puede ser de origen natural, biológico o industrial.

Entre los sulfatos de origen natural se pueden mencionar algunos suelos orgánicos, suelos que contengan turbas, algunos suelos arcillosos o aguas freáticas de estos misms suelos, que pueden producir sales sulfatadas. Los sulfatos en forma de sales más agresivas son sulfato de amonio (NH_4SO_4), el sulfato de calcio ($CaSO_4$, o yeso), el sulfato de magnesio ($MgSO_4$), el sulfato de sodio ($NaSO_4$). Algunos sulfatos menos agresivos, pero de todas maneras dañinos son: el sulfato de cobre, el sulfato de aluminio y el sulfato de bario, que son insolubles en el agua.

Otra fuente natural de sulfatos, es el agua de mar, que aparte de contener sales de sulfatos, está compuesta de otras sales, cuya acción química de conjunto puede ser supremamente agresiva con el concreto. Entre

las sales disueltas más comunes en el agua de mar están: Cloruro de Sodio (NaCl), cloruro de magnesio (MgCl2), sulfato de magnesio (MgSO4), sulfato de calcio (CaSO4), cloruro de potasio (KCl), y sulfato de potasio (K2SO4).

Como sulfatos de origen biológico se pueden considerar aquellos que provienen de la presencia de microorganismos sobre la superficie del concreto, o de aguas residuales que experimentan descomposición biológica de carácter aeróbico en sustancias orgánicas albuminoideas que habitualmente contienen proteinas o azufre. También, los abonos artificiales y el estiercol incrementan en forma importante el contenido de sulfatos en el suelo.

Entre los sulfatos de origen industrial, se destacan los que proceden de aguas residuales con derivados orgánicos e inorgánicos del azufre, especialmente sulfatos (aguas domésticas) y sulfitos SO3-2 (aguas industriales). También están los que provienen de plantas industriales y fábricas de fertilizantes, galvanizados, laboratorios fotográficos, coque, u otros, los cuales penetran el suelo y/o las aguas subterraneas.

Por otra parte, en zonas industriales y zonas urbanas donde hay combustión de carbón a gasolina con azufre, se libera dióxido de azufre que en presencia de oxígeno y humedad forman ácido sulfúrico. Las lluvias ácidas, también contienen sulfatos en forma de solución diluída de ácido sulfúrico, el cual ataca la superficie del concreto endurecido.

Entre los factores que más contribuyen con la acción expansiva de los sulfatos, se encuentran los siguientes:

- **a) Las condiciones de exposición del concreto.**
- **b) La presencia de humedad**
- **c) La permeabilidad del concreto, que influye en la velocidad de transporte de los iones sulfato.**
- **d) La descomposición del concreto, principalmente el tipo y cantidad de cemento (Contenido de C3A).**

El ataque por sulfatos ocurre por la formación de productos sólidos de la reacción los cuales tienen un volumen mayor que el que ellos reemplazan.

Esto causa una fuerza expansiva que rompe el concreto, especialmente cuando grandes cantidades de solución salina penetran en la masa de concreto.

El sulfato de sodio reacciona con el aluminato de calcio hidratado para producir etringita con aumento de volumen. Igualmente reacciona con el hidróxido de calcio para producir yeso cuyo volumen es el doble del de los sólidos iniciales.

El sulfato de magnesio, además de atacar al aluminato hidratado con la formación de etringita, ataca a los silicatos hidratados formando yeso, hidróxido de magnesio casi insoluble y gel sílice.

Siendo la etringita inestable en presencia del sulfato de magnesio, la reacción al continuar forma yeso. Así, el ataque de este sulfato es potencialmente más extenso que los ataques de sodio o potasio.

Los sulfatos de calcio, magnesio o sodio pueden reaccionar con el aluminato tricálcico y la cal libre del cemento para forma sulfoaluminato con gran aumento de volumen, expansión y agrietamiento del concreto.

El sulfoaluminato de calcio que se forma en el ataque es una sal doble de baja solubilidad, la cual tiene un alto contenido de agua de cristalización, lo que le permite un gran aumento de volumen el cual origina presión, agrietamiento y destrucción del concreto.

El sulfoaluminato requiere para formarse de la presencia de aluminato tricálcico, compuesto que reduce la resistencia del concreto al ataque por sulfatos. La reacción sulfato de calcio-aluminato tricálcico forma rápidamente cristales de sulfoaluminato de calcio, apareciendo inmediatamente después el aluminato cálcico hidratado.

Estas reacciones se producen con gran incremento del volumen de sólidos, el cual es el responsable de la expansión y destrucción del concreto causada por la soluciones de sulfatos. Adicionalmente puede presentarse, además de las mencionadas, una acción puramente física por cristalización de los sulfatos en los poros del concreto, la misma que puede causar daño

considerable y ataques destructivos al concreto.

Esta acción destructiva se incrementa con la concentración de sulfatos en el agua, por renovación del medio agresivo, por alternancia de los procesos de saturación y secado, por absorción y elevación capilar, y por la acción del clima que puede favorecer la formación de cristales de sulfatos y sulfoaluminatos.

4.2.- MECANISMO DE ATAQUE

Se han citado muchos casos en los que el deterioro ha ocurrido por acción física de las sales del agua del subsuelo, las que contenían sulfato de sodio, carbonato de sodio o cloruro de sodio. El mecanismo del ataque no está a la fecha claramente entendido, pero posibles mecanismos han sido presentados por diversos y numerosos investigadores.

El mecanismo para ataques físicos por sulfatos de sodio o magnesio puede ser similar a aquel empleado en el test Brard, el cual es la base de la Norma ASTM C 88. El daño ocurre en la superficie expuesta de concreto húmedo que está en contacto con suelos que contienen las sales mencionadas. Cuando éstas se disuelven, los iones pueden ser transportados a través del concreto, y posteriormente concentrarse y precipitarse en la superficie expuesta.

El daño en ésta se manifiesta como un descascaramiento superficial, similar en apariencia al que ocurriría por procesos de congelación y deshielo. Así, la pérdida del concreto expuesto es progresiva, y de continuar ésta exposición, causada por ciclos repetidos de humedad o temperatura, puede llegar a la desintegración total en concretos de pobre calidad. Numerosos ciclos de deshidratación y rehidratación de las sales, causados por ciclos de temperatura, aceleran éste deterioro.

El problema puede ser mitigado tomando medidas que minimicen el movimiento del agua en el concreto. Aunque la incorporación de aire también puede ser una ayuda, no es un substituto para un concreto de baja relación agua-cementante en el proceso de reducción del movimiento de humedad en el concreto.

Haynes en 1996 recomendó una relación agua-cementante máxima de 0.45, empleando una puzolana para mejorar la durabilidad. Un curado adecuado del concreto es igualmente una importante medida preventiva. Un drenaje adecuado del agua también es recomendado para reducir el ingreso de humedad en el concreto.

Las medidas mencionadas son consideradas más efectivas para proteger el concreto de este ataque que el uso de un tipo de cemento o de un aditivo o adición determinados.

4.3.- ATAQUE POR SULFATOS

4.3.1.- ASPECTOS GENERALES

En algunas oportunidades puede encontrarse en el suelo o disueltos en las aguas freáticas adyacentes a las estructuras de concreto, sulfatos de sodio, potasio, calcio, o magnesio, los cuales pueden atacar el concreto. Así, los sulfatos solubles de sodio, potasio, y magnesio, presentes en los suelos y aguas freáticas, o en el agua de mar, son los responsables de algunos de los más destructivos ataques al concreto.

Los suelos y aguas que contienen algunos de estos sulfatos son conocidos como "alcalinos", siendo potencialmente peligrosos al concreto. El ataque es usualmente acompañado por una expansión debida a la formación de productos de reacción sólidos cuyo volumen es mayor que el de los sólidos que entran en la reacción.

El concreto que está expuesto a sulfatos, usualmente en el suelo o en aguas freáticas, puede desintegrarse en sólo unos cuantos años debido a una reacción física o química, o ambas. El concreto sometido a suelos secos conteniendo sulfatos, no será atacado. Pero puede ocurrir desintegración severa si el concreto inapropiadamente proporcionado es expuesto a agua que contiene sulfatos disueltos, o a alternancias frecuentes de mojado y secado por las aguas con sulfatos.

Las sales de sulfato en solución ingresan al concreto y atacan a los

materiales cementantes. Si la evaporación tiene lugar en la superficie expuesta al aire, los iones de sulfato pueden concentrarse cerca a la superficie e incrementar el potencial capaz de originar deterioro. El ataque por sulfatos al concreto ha ocurrido en diversas partes del mundo, siendo principalmente un problema en zonas áridas.

Así, el sulfato de calcio puede reaccionar con el aluminato de calcio hidratado presente en la pasta para formar etringita, con fórmula 3CaO.Al2O3.3CaSO4.31H2O, lo cual puede dar como resultado un incremento en el volumen sólido originando expansión y agrietamiento del concreto. La etringita, para formarse, requiere de la presencia de aluminato tricálcico, único de los compuestos del cemento que reduce la resistencia del concreto al ataque por sulfatos.

El sulfato de calcio puede también reaccionar con el hidróxido de calcio, liberado durante la hidratación del cemento, para producir yeso (CaSO4.2H2O), el cual tiene un volumen mayor al doble de los sólidos iniciales, pero la extensión de esta reacción es en la mayoría de los casos limitada, aunque la formación del yeso puede llevar al ablandamiento y pérdida de resistencia del concreto.

Los sulfatos de sodio y potasio no atacan apreciablemente a los silicatos hidratados de la pasta. El sulfato de magnesio no ataca únicamente el aluminato hidratado, con la formación de etringita, sino también puede atacar los silicatos hidratados formando yeso, brucita (hidróxido de magnesio casi insoluble), y un gel sílice. Más aún, la etringita es inestable en presencia del sulfato de magnesio y la reacción podría continuar formando más yeso. Así, el ataque del sulfato de magnesio es potencialmente más extenso que los ataques de sodio o de potasio. Soluciones al 0.5% de sulfato de sodio, magnesio o potasio pueden atacar fuertemente al concreto.

Cuando la evaporación tiene lugar en una cara expuesta, los sulfatos pueden acumularse en dicha cara aumentando así su concentración y su capacidad potencial de originar deterioro. El ataque por sulfatos al concreto ha ocurrido en diversas partes del mundo, por lo que no puede considerársele como un fenómeno específico de una zona.

La presencia de etringita o yeso en el concreto, por ella sóla, no es un indicativo adecuado de un ataque por sulfatos, por lo que la evidencia de este ataque debe ser verificada por análisis petrográficos y químicos.

El agua empleada en las torres de enfriamiento puede también ser una fuente potencial de ataque por sulfatos debido a la acumulación gradual del sulfato por evaporación, especialmente cuando tales sistemas son relativamente pequeños. Los sulfatos también se presentan en las aguas del suelo.

Algunos de los procesos relacionados con los sulfatos pueden dañar el concreto sin presentar expansión; por ejemplo, un concreto sujeto a sulfatos solubles puede sufrir el ablandamiento de la matriz de la pasta o un incremento en la porosidad total, disminuyendo su durabilidad.

En vez de destruir el concreto disolviendo los componentes, los sulfatos pueden reaccionar químicamente con otros componentes para formar un mineral expansivo que descompone el concreto. Debido a que el hidróxido de calcio es uno de los componentes involucrados en la reacción, la resistencia a los sulfatos puede mejorarse convirtiendo este componente en el CSH químicamente más resistente.

Cuando existen frecuentes ciclos de mojado y secado en un ambiente con sulfatos, la desintegración también puede ser causada por el crecimiento de cristales de sales de sulfatos, que es un fenómeno físico. Ya sea que el mecanismo de desintegración sea químico o físico, la permeabilidad reducida mejora la resistencia a sulfatos no permitiendo la entrada de soluciones de éstos.

4.3.2.- ACCION CORROSIVA

Las soluciones al 0.5% de sulfato de sodio, magnesio o potasio pueden atacar fuertemente al concreto. Los sulfatos de calcio, magnesio o sodio, pueden reaccionar con el aluminato tricálcico y la cal libre del cemento para formar sulfoaluminato, con desarrollo de un gran aumento de volumen y expansión y agrietamiento del concreto.

A fines del siglo XIX, Michaelis demostró que la causa principal del ataque desintegrante de la soluciones de sulfatos era la reacción entre los aluminatos y el sulfato con formación de sulfoaluminato de calcio, una sal doble de baja solubilidad. Esta sal tiene un alto contenido de agua de cristalización, pudiendo experimentar gran aumento de volumen al cual origina gran presión, agrietamiento y destrucción.

Shelton demostró que el sulfoaluminato para formarse requiere de la presencia de aluminato tricálcico, único de los compuestos del cemento que reduce la resistencia del concreto al ataque por sulfatos. Igualmente encontró que la adición de sulfato de calcio a los silicatos tricálcico y bicálcico da lugar a la formación de yeso, con velocidad de reacción más o menos rápida; en tanto que si la solución es añadida al aluminato tricálcico se forman rápidamente cristales de sulfoaluminato de calcio, apareciendo inmediatamente después el aluminato cálcico hidratado.

Finalmente, Lea y Metha han indicado que aparentemente existen dos reacciones químicas en el ataque de los sulfatos al concreto:

(a) La combinación del sulfato con la cal libre presente en forma de hidróxido de calcio o cal hidratada, la cual ha sido liberada durante la hidratación del cemento, forma sulfato de calcio(CaSO4.2H20); y

(b) La combinación del yeso y el aluminato de calcio hidratado forma sulfoaluminato de calcio, el cual es conocido como etringita (3Ca0.Al2O3.3CaSO4.31H20)

Ambas reacciones se producen con incremento de volumen de sólidos, el cual es el responsable de la expansión y destrucción del concreto causada por las soluciones de sulfato.

El deterioro químico del concreto en agua de mar, la cual contiene sulfatos y también cloruros, ha permitido concluir que el ataque producido por ella puede ser menos severo que el producido por exposición a aguas freáticas. La acción del agua de mar es analizada con detalle en el Capítulo correspondiente.

Adicionalmente, Tuthill y Reading han encontrado que puede presentarse, además de las reacciones químicas mencionadas, una acción puramente física por cristalización de los sulfatos en los poros del concreto, la misma que puede causar daño considerable y ataques destructivos al concreto. En relación con este último ataque se ha establecido que:

(a) La magnitud y concentración del ataque por sulfatos varía con la concentración de los mismos.

(b) La acción destructiva se incrementa con la concentración de sulfatos en las aguas subterraneas, y tiende a disminuir con aumentos en el volumen de expansión seca.

(c) Un concreto seco en suelos sulfatados secos no será atacado, o lo será muy ligeramente.

(d) Si el ataque es continuo por remoción del medio agresivo, caso de aguas freáticas portadoras de fuertes concentraciones de sulfatos, el ataque será más rápido y severo.

(e) Si los procesos de saturación y secado se alternan con frecuencia, el grado de severidad del ataque puede ser muy alto.

(f) Las soluciones de sulfato pueden tender a elevarse por absorción capilar, dando origen a procesos de descascaramiento de la superficie del concreto por encima del nivel del suelo.

(g) En climas cálidos, en los que la evaporación puede ser muy fuerte, se favorece la formación de cristales de sulfatos y sulfoaluminatos que pueden expandirse con fuerza suficiente para destruir la superficie del concreto.

La Portland Cement Association de los Estados Unidos, señala la existencia de un segundo compuesto, de ecuación 3Ca0.Al203.CaS04.12H20, al cual se identifica como "sulfato pobre" para diferenciarlo de la etringita, conocida como sal doble rica en sulfatos.

4.4.- ESTUDIOS SOBRE LA RESISTENCIA A LOS SULFATOS

Smeaton, en 1756, al contruir el Faro de Eddystone en Inglaterra, fué el primero en verificar que el concreto era atacable por los suelos y aguas sulfatadas.

En 1812 el francés Vicat realizó investigaciones sobre el proceso de ataque, y tanto Le Chatelier en 1887, como Feret en 1890, presentaron conclusiones de las investigaciones realizadas en Francia.

En 1887 el alemán Michaelis señala la presencia de lo que denomina un "bacilo del cemento" el cual posteriormente fué identificado por Nitzsche como etringita mineral, compuesto de ecuación similar a la del producto descrito por Candlot en 1890 como $3CaO.Al_2O_3.3CaSO_4.32H_2O$.

Posteriormente, en el siglo XX, la Portland Cement Association de los Estados Unidos señala la existencia de un segundo compuesto, de ecuación $3CaO.Al_2O_3.CaSO_4.12H_2O$, al cual se identifica como "sulfato pobre" para diferenciarlo de la etringita, conocida como sal doble rica en sulfatos.

Miller y Manson han efectuado un amplio estudio en especímenes de concreto expuestos a suelos con soluciones al 1% de sulfato de sodio o sulfato de magnesio; aguas naturales con 5% de sales solubles, de las cuales las dos terceras partes eran sulfato de magnesio y una cuarta parte sulfato de sodio, siendo el resto diversos tipos de sales en cantidades menores; y soluciones puras a nivel de laboratorio. Las principales conclusiones de este estudio son:

(a) **Existe una correlación entre la mayor resistencia del concreto al ataque por sulfatos y los menores contenidos de aluminato tricálcico; encontrándose una alta resistencia en cementos portland cuyo contenido de C_3A no es mayor de 5.5%. Se considera 7% de C_3A como un buen límite entre los cementos de alta y baja resistencia a los sulfatos.**

(b) **La influencia del contenido de cemento en el concreto (relacionado directamente con la relación agua-material cementante) es altamente significativa. Para las mezclas más ricas el ataque es lento y se observa una pequeña diferencia en la resistencia entre los diversos tipos de cementos; para las mezclas medias y pobres, el ataque es mucho más rápido y se observa importantes diferencias referidas a la composición del cemento, especialmente el contenido de C_3A.**

(c) **Se ha determinado que no hay una diferencia muy importante en la resistencia a los sulfatos de los cementos Tipo I y Tipo III provenientes de la misma fuente, a pesar de la mayor fineza de los Tipo III. No se ha encontrado que la mayor fineza del cemento tenga influencia importante en la resistencia a los sulfatos. Este aspecto no es importante en el Perú donde no se fabrica ni se vende los cementos Tipo III de la Norma ASTM C 150.**

(d) **La resistencia a los sulfatos de los cementos portland puzolánicos varía en un rango tan amplio como el observado para los cementos portland. No debe dejarse de considerar el diferente comportamiento de las diversas adiciones puzolánicas.**

(e) **Pocos de los aditivos ensayados proporcionan una mejora significativa en la resistencia a los sulfatos; la mayoría no tienen efecto; y algunos pueden ser dañinos. Siempre debe estudiarse y cumplirse cuidadosamente las recomendaciones del fabricante.**

(f) **El aire incorporado no tiene efectos sobre la resistencia a los sulfatos cuando se emplea en la mezcla cemento Tipo I; pero muestra resultados ligeramente mejores con el empleo de cementos Tipo II. Algunos estudios indican que el aire incorporado mejora el comportamiento de casi todos los especímenes expuestos a ciclos de secado y humedecimiento en suelos sulfatados. El contenido no debe ser mayor que el generalmente empleado para procesos de congelación.**

(h) **Los especímenes curados al vapor a temperaturas entre 100C y 175C son altamente resistentes al ataque por sulfato. El incremento en la resistencia es mayor para aquellos cementos con un contenido de C3A relativamente alto.**

(i) **Los elementos de concreto presentes en suelos que contienen MgS04, así como Na2S04, son menos atacados que aquellos que están en suelos que contienen principalmente Na2S04, debiéndose principalmente a las diferencias en la naturaleza del depósito de sal, que resulta de la evaporación, sobre los elementos de concreto.**

(j) **El tiempo de curado es importante; cuanto mayor es la formación de gel, el número de poros capilares disminuye, así como la posibilidad de absorción de aguas agresivas.**

4.5.- EL CEMENTO Y LA RESISTENCIA A LOS SULFATOS

Como el ataque por sulfatos involucra la formación de sulfoaluminato a partir del aluminato tricálcico hidratado, puede lograrse un significativo incremento en la resistencia al ataque mediante el empleo de cementos con una cantidad limitada de C3A, considerándose que lo más recomendable es que ésta no sea mayor del 5% en el análisis químico de acuerdo a las fórmulas de Bogue.

El contenido crítico de sulfato, como SO4, por encima del cual las soluciones de sulfato son consideradas agresivas al concreto ha sido determinado por diversos investigadores en rangos entre 150 y más de 10000 ppm. Este amplio rango es debido a diferencias en los cementos empleados, la calidad de los especímenes de ensayo, el tipo de sulfato actuante, y el procedimiento de ensayo. El criterio más utilizado en el Peru es el detallado en las Normas ACI 201.2R y NTP-E.O60 (modificada), las cuales recomiendan:

(a) **En exposición moderada, entre 150 y 1500 ppm como sulfato en agua, ó de 0.10 á 0.20% en peso como sulfato presente en el suelo como SO4, el empleo de cemento Tipo II(con el límite opcional de un máximo del 8% de C3A), Tipo IS(MS), Tipo IP(MS), Tipo IS-A(MS), Tipo IP-A(MS), Tipo MS, con una relación agua-cementante máxima de 0.50 o una resistencia mínima a la compresión de 280 kg/cm2. También puede emplearse una mezcla de cemento Portland que cumpla con los requisitos de las Normas ASTM C 150 ó la C 1157 con cenizas o puzolanas naturales que cumplan la Norma ASTM C 618, microsílice que cumpla la Norma ASTM C 1240, o escorias que cumplan la Norma ASTM C 989, y que cumplan los requerimientos indicados cuando son ensayadas de acuerdo con la Norma ASTM C 1012. Cualquier ceniza, puzolana natural, microsílice, o escoria empleada deberá haber sido previamente calificada, con una expansión menor o igual al 0.10% a los 6 meses.**

(b) **En exposición severa, entre 1500 y 10000 ppm como sulfato en agua, ó 0.20 á 2% en peso como sulfato presente en el suelo como SO4, el empleo de cemento Tipo V con el límite opcional**

del 5% de C3A; cementos ASTM C 150 de cualquier tipo con una expansión a los 14 días no mayor de 0.040% cuando son ensayados de acuerdo a las Normas ASTM C 452, ASTM C 1157, tipo HS, con una relación agua-cementante máxima de 0.45 y una resistencia mínima a la compresión de 310 kg/cm2.

También puede emplearse una mezcla de cemento Portland de cualquier tipo que cumpla las Normas ASTM C 150 o C 1157 con cenizas o puzolanas naturales que cumplan la Norma ASTM C 618, microsílices que cumplan la Norma ASTM C 1240, o escorias que cumplan la Norma ASTM C 989, siempre que cumplan los requisitos exigidos que son ensayados de acuerdo con la Norma ASTM C 1012:

a) Una expansión menor del 0.05% a los 6 meses. Cualquier ceniza, puzolana natural, microsílice, o escoria empleadas deberá tener calificación previa a fin de que para un ensayo de 6 meses sea aceptable.

b) Si alguna de las cenizas, puzolanas naturales, microsílices, o escoria no califica entonces deberá esperarse resultados al año para la combinación propuesta, y la expansión deberá cumplir con el límite de ser menor del 0.10%.

(c) En exposición muy severa, más de 10,000 ppm como sulfato en agua, ó más de 2% en peso como sulfato presente en el suelo como SO4, el empleo de cemento ASTM Tipo V más puzolana o escoria, con una relación agua-cemento máxima de 0.40 y una resistencia mínima a la compresión de 310 kg/cm2; o un cemento ASTM C 1157 Tipo HS con cenizas o puzolanas naturales que cumplan la Norma ASTM C 618, microsílice que cumpla la Norma ASTM C 1240, o escoria que cumpla la Norma ASTM C 989, que no tenga una expansión mayor del 0.10% a los 18 meses.

Los cementos portland puzolánicos y los cementos portland con escoria de altos hornos, microsílice o cenizas han sido recomendados para

ser empleados en los concretos expuestos a la acción de los sulfatos. La resistencia de estos cementos al ataque por los sulfatos depende en mucho de la composición del cemento original o del clinker utilizados para preparar el cemento compuesto, así como de la cantidad y naturaleza del componente puzolánico o escoria. En este sentido es importante investigar cúal sería la mejora si un cemento de bajo C3A y alta resistencia a los sulfatos es en parte reemplazado por escoria o un componente puzolánico. Este aspecto se analizará en el acápite siguiente.

Los aditivos incorporadores de aire mejoran la resistencia a los sulfatos, principalmente debido a que la inclusión del aire permite una menor relación agua-cemento que disminuye la permeabilidad. Por la misma razón, los aditivos reductores de agua también mejoran la resistencia a sulfatos, permitiendo relaciones agua-cemento de 0.45 o más bajas, para exposiciones severas, sin sacrificar la trabajabilidad.

4.6.- PROPORCIONAMIENTO Y UNIFORMIDAD DE LAS ADICIONES

Las proporciones de cenizas, puzolanas naturales, escorias o microsílices empleadas en la mezcla, deberán ser las mismas que aquellas que se emplean en las mezclas de ensayo. Si la mezcla con el cemento Portland contiene solamente uno de los materiales indicados, la proporción de cenizas o puzolanas naturales puede esperarse que esté entre el rango del 20% al 50% de la masa del material cementante. En forma similar, la proporción de microsílice puede esperarse que esté en el rango de 7 al 15% de la masa del material cementante total, y la proporción de escorias puede esperarse que esté en el rango del 40 al 70% de la masa de material cementante total. Cuando se emplea más de un material de adición, las proporciones individuales, o una combinación de ellas, puede ser menor que los valores indicados.

La uniformidad de la ceniza o escorias empleadas deberá estar dentro de los siguientes valores, que son los usados en las mezclas ensayadas en las recomendaciones de la Norma ACI 201.2R:

a) En las cenizas el contenido de óxido de calcio no será más del

2% mayor que aquel de la ceniza empleada en la mezcla de ensayo.

b) En las escorias el contenido de óxido de alumina no será mayor del 2% que el de la escoria empleada en la mezcla de ensayo.

El cemento Portland empleado en el proyecto deberá tener un valor no mayor de C3A que aquel que ha sido empleado en las mezclas de ensayo.

Los estudios han demostrado que algunas puzolanas y escorias de alto horno finamente molidas, empleadas en cementos adicionados, o añadidas separadamente al concreto en la mezcladora, incrementan en forma importante la expectativa de vida de concretos expuestos al ataque de sulfatos. Mehta, Bakker, Idorn y Roy en 1981 demostraron que muchas escorias y puzolanas reducen significativamente la permeabilidad del concreto, y que también se combinan con los álcalis y el hidróxido de sodio que se produce durante la hidratación del cemento, reduciendo las posibilidades de formación de yeso.

Según se ha indicado, se requiere una puzolana o escoria adecuada, conjuntamente con el cemento ASTM Tipo V en las exposiciones severas. Las investigaciones indican que algunas puzolanas y escorias son efectivas en mejorar la resistencia a los sulfatos de concretos preparados con cementos Tipo I y Tipo II. Algunas puzolanas, especialmente algunas cenizas de la Clase C, disminuyen la resistencia a los sulfatos de morteros cuando ellas son empleadas. Se han obtenido buenos resultados cuando la puzolana fue una ceniza que cumplía con los requerimientos de la Clase F de la Norma ASTM C 618. Las escorias deberán cumplir con la Norma ASTM C 989.

En concretos preparados con cementos no resistentes a los sulfatos, el cloruro de calcio reduce la resistencia al ataque por sulfatos, y su empleo está prohibido en concretos expuestos a sulfatos, de cualquier clase que ellos sean. Sin embargo, si se emplea cemento Tipo V, no es peligroso usar cloruro de calcio en los valores normalmente aceptados y en la forma de un aditivo acelerante para mitigar los efectos del clima frío, tal como lo demostró Mather en 1992. Si existe la posibilidad de corrosión, el cloruro de calcio no deberá ser añadido dado que el puede inducir a una aceleración de la corrosión del metal embebido, tal como el acero de refuerzo o conductos de aluminio.

Los primeros estudios sobre el comportamiento de los cementos con microsílice frente a la acción agresiva de los sulfatos, han sido efectuados en Noruega mediante la inmersión de especimenes en aguas subterraneas ricas en ácido sulfúrico. Los resultados de estudios de 20 años han mostrado que los concretos con una relación agua-cemento de 0.6 en los que se ha empleado microsílice en porcentaje del 15% se comportan tan bien como las mezclas preparadas con relaciones agua-cementante de 0.45 y cemento resistente a los sulfatos.

Posteriormente, los estudios efectuados en diversos países ya han demostrado que las mezclas en las que se ha empleado microsílice en la preparación son más resistentes al ataque de sulfatos que aquellas preparadas empleando cementos especiales resistentes a los sulfatos.

El buen comportamiento de las mezclas con microsílice que se encuentran en un ambiente agresivo conformado por sulfatos, es atribuído a diversos factores de los cuales los más importantes pueden ser:

a) una refinada estructura de poros que hace más difícil el paso de los iones dañinos; y

b) un menor contenido de hidróxido de calcio, lo cual permite la reducción en la formación de yeso y por consiguiente de etringita.

Las anteriores consideraciones permiten concluir que la presencia de microsílices contribuye en forma importante a la resistencia del concreto frente a la acción de los sulfatos.

Comparadas con otros tipos de puzolanas, o materiales con actividad puzolánica, se ha encontrado que en todos los casos las mayores resistencias a los sulfatos se obtienen empleando microsílice.

Las cenizas pueden también mejorar la resistencia a sulfatos, pero es necesario tomar algunas precauciones. Debido a su bajo contenido de calcio, las cenizas de la Clase F son más efectivas que las cenizas de la Clase C para mejorar la resistencia a los sulfatos. Sin embargo, algunos tipos de cenizas Clase F con un alto contenido de alúmina no son efectivas para mejorar la

resistencia a los sulfatos.

Las cenizas de Clase C con bajo contenido de calcio, con frecuencia son efectivas, pero las cenizas de Clase C con alto contenido de calcio con frecuencia son inefectivas y pueden disminuir la resistencia a los sulfatos. En general, se logran los mejores resultados si la ceniza se agrega al concreto en vez de usarse como un reemplazo del cemento.

4.7.- INVESTIGACIONES COMPLEMENTARIAS

Santarelli ha determinado que los cementos portland puzolánicos son resistentes al ataque por sulfatos si se fabrican con cemento Portland de bajo contenido de C3A. Burke demostró que los cementos portland puzolánicos cuya parte de cemento portland no es de un tipo resistente a los sulfatos tenían una resistencia a éstos inferior a la del Tipo V.

Polivka y Brown han estudiado el efecto de la incorporación de 25% de puzolana de alta calidad como material de reemplazo en cementos con 12% y 3% de C3A, los cuales fueron utilizados en concretos sometidos a soluciones de sulfato de sodio al 2%, y soluciones compuestas de sulfatos de sodio y magnesio al 5% de cada uno.

De sus investigaciones han concluído que el empleo de una puzolana de alta calidad en cementos con alto contenido de C3A puede mejorar significativamente la resistencia del concreto al ataque por sulfatos; pero que la resistencia a los sulfatos de un concreto que contiene cemento de bajo porcentaje de C3A es tan alta que no se logra una mejora significativa debido al empleo de un reemplazo puzolánico, especialmente si se trata de microsílice.

Como en el caso de los cementos portland puzolánicos, la resistencia de los cementos de escorias de altos hornos frente al ataque de sulfatos depende en gran parte de la composición y propiedades de sus constituyentes, clinker de cemento portland y escoria utilizados. En este sentido es conveniente mencionar los trabajos de Mayer, quién determinó que la resistencia de los cementos de escoria de altos hornos no siempre es superior a la de los cementos portland, así como que la resistencia de

algunos tipos no depende de su contenido de cal.

Finalmente, es conveniente mencionar el estudio efectuado por el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos, el cual ha determinado que la resistencia a los sulfatos varía con el contenido de C3A del componente clinker del cemento y que es en aquel que debe limitarse el C3A si se requiere incrementar la resistencia del concreto a los sulfatos.

No podría dejar de mencionarse la importancia que tienen los concretos de alta resistencia preparados con microsílices y superplastificantes en el control de los ataques por sulfato. No se ha encontrado en la bibliografía información suficiente sobre este tema, pero no puede dejar de indicarse que al eliminarse o reducir a un mínimo la permeabilidad y porosidad y trabajar con un cemento con un contenido de C3A menor del 5.5% es muy posible que pueda lograrse un control practicamente total sobre el ataque por sulfatos al concreto.

4.8.- CONDICIONES DE SUELO Y AGUAS SUBTERRANEAS

En toda construcción debe investigarse las condiciones del suelo y de las aguas subterráneas, a fin de determinar las posibles concentraciones de sulfato y la magnitud del ataque. Siendo los sulfatos en solución los que atacan al concreto, es conveniente recordar que un suelo con alta concentración de sulfatos puede no causar daños si ellos están presentes en forma de cristales de yeso y el grado de concentración en el agua es bajo.

Si el elemento de concreto está en un suelo que contiene sulfatos y, además, el elemento tiene una gran superficie expuesta sobre la cual el agua puede evaporarse, las aguas sulfatadas subterraneas al penetrar el concreto por permeabilidad pueden causar severos daños debido a la concentración de sulfatos originada por la evaporación, aún cuando el contenido de sulfatos del agua sea bajo.

El flujo de agua subterranea alrededor de una estructura de concreto incrementará la magnitud de los daños debido a la permanente remoción de los productos de la reacción química, por lo que el concreto estará constantemente expuesto a la acción agresiva de un medio en continua

renovación.

En zonas pantanosas pueden encontrarse condiciones ácidas, en cuyo caso el proceso de corrosión podría ser muy severo, aún cuando el contenido de sulfatos no sea muy alto.

Debe tenerse en consideración las dimensiones del elemento estructural, pues mientras una gran cimentación puede experimentar un deterioro leve que afecte su estabilidad o exija medidas de seguridad adicionales, una tubería de concreto sometida al mismo ataque puede experimentar en su superficie un daño cuya magnitud obligue a reemplazarla.

Muchos suelos peruanos contienen cantidades apreciables de sulfatos, o circulan por ellos aguas freáticas portadoras de sales, por lo que es necesario que el ingeniero tome precauciones para proteger al concreto de dicho ataque.

4.9.- RECOMENDACIONES GENERALES

El Comité 201 del American Concrete Institute ha formulado recomendaciones generales, las cuales se complementan con las Recomendaciones de la Norma Peruana NTP E.060

4.9.1.- CEMENTOS

(a) Puede obtenerse protección frente al ataque por sulfatos si se emplea concretos densos, de alta calidad, con baja relación agua-cementante, y con cementos de adecuada resistencia a los sulfatos.

(b) La resistencia del concreto al ataque por sulfatos tiende a incrementarse conforme disminuye el contenido de C3A del cemento. En el cemento Tipo V el contenido máximo de C3A debe ser del 5%, y en el cemento Tipo II del 8%

(c) Altos contenidos de C4AF pueden ser inconvenientes, no debiendose exceder de 25% la suma de C4AF más dos veces el C3A en el caso de los cementos Tipo V.

(d) **Contenidos de C3A pueden originar severos ataques por el sulfato si son mayores del 12%. Por encima del 9% pueden originar desintegración del elemento estructural en plazos no mayores de 5 años.**

(e) **Concretos pobres preparados con cementos de bajo contenido de C3A pueden tener mejor resistencia al ataque por sulfatos que concretos ricos preparados con cementos de alto contenido de C3A.**

(f) **La resistencia de un concreto al ataque por sulfatos aumenta con el incremento en la relación C3S/C2S del cemento.**

(g) **En mezclas pobres es recomendable que el contenido de cal libre del cemento no exceda de 0.5%.**

(h) **Concretos porosos preparados con cementos de bajo contenido de C3A pueden sufrir fuertes daños, dado que el agua al percolar y evaporarse deposita sulfatos, con incremento en la concentración de éstos y la formación de cristales. El doble ataque de fuerzas físicas y químicas incrementa el daño.**

(i) **En general se recomienda el empleo de los cementos ASTM Tipo II ó Tipo V. Es conveniente que los cementos produzcan menos C3S lo que permite obtener más C2S.**

4.9.2.- AGREGADOS

(a) **El agregado fino deberá cumplir con las recomendaciones de la Norma ASTM C 33 ó de la Norma NTP 400.037**

(b) **Preferentemente se utilizará como agregado aquel cuyas rocas originarias sean igneas. El estará constituído por fragmentos de roca limpios, duros, compactos, de perfil angular y textura rugosa. No deberá presentar elementos escamosos.**

(c) **El agregado fino no deberá tener materiales reactivos con los álcalis del cemento; ni sales solubles totales en porcentaje mayor del 0.015%. La pérdida no deberá ser mayor del 8% en el ensayo de estabilidad de volumen empleando como reactivo sulfato de sodio.**

(d) **Como agregado grueso se empleará de preferencia grava de río triturada o rocas trituradas. Las partículas serán limpias, compactas, de textura rugosa y perfil angular. No deberán**

presentarse elementos escamosos.

(e) El agregado grueso deberá estar libre de sulfuros o sulfatos en forma de sales o de revestimiento superficial. En el ensayo de estabilidad de volumen, efectuado de acuerdo a la Norma ASTM C 88, la pérdida no deberá ser mayor del 10% si se emplea sulfato de sodio como reactivo.

(f) Tanto para el agregado fino como para el grueso, no deberá emplearse para el lavado del mismo agua que contenga sales, materia orgánica o sólidos en suspensión.

4.9.3.- AGUA

(a) El agua deberá ser de preferencia potable. Si se utiliza aguas no potables deberán estar libres de aceites, ácidos, álcalis, sales, materia orgánica o cualquier sustancia que pueda ser dañina al concreto, acero de refuerzo, o elementos metálicos.

(b) Los morteros preparados con aguas no potables, de acuerdo a la Norma ASTM C 109, deberán dar a los 7 y 28 días valores de resistencias en compresión no menores del 90% de la de muestras similares preparadas con agua potable.

(c) No se utilizará en la preparación y curado del concreto aguas de acequía, de desague, de mar, de corrientes minerales naturales, de plantas industriales; o el agua de pozos adyacentes a la zona en la que se piensa construir cuando se detecta en ella concentraciones altas de sulfatos.

(d) En aguas no potables se mantendrá la composición en los siguientes valores máximos:

.- Cloruros ..... 300 ppm.
.- Sulfatos ..... …….150 ppm.
.- Sales de magnesio .... 125 ppm.
.- Sólidos en suspensión300 ppm.
.- pH mayor 7
.- Materia Orgánica ..... 10 ppm.

4.9.4.- ADICIONES CEMENTANTES

(a) **Es recomendable el empleo de materiales con características puzolánicas, incluyendo puzolanas, cenizas, escorias de alto horno y microsílices, a fin de favorecer la conversión del hidróxido de calcio en insoluble impidiendo la formación de sulfoaluminato de calcio.**

(b) **En el caso anterior, porcentajes de reemplazo del 15% al 25% parecen ser los más recomendables. La efectividad del material puzolánico se incrementa con el tiempo de curado. En este aspecto es recomendable efectuar estudios de laboratorio a fin de determinar cual sería el porcentaje más recomendable para el caso de los diversos tipos de cementos con material puzolánico utilizados en el Perú.**

4.9.5.- ADITIVOS

(a) **No debe emplearse cloruros como acelerantes. Se sabe que su presencia en el concreto reduce su resistencia al ataque por sulfatos, debiendo su uso ser prohibido en concretos expuestos a ambientes severos o muy severos.**

(b) **La incorporación de aire a la mezcla puede favorecer la resistencia del concreto al ataque por sulfatos, especialmente si va acompañado de una reducción en la relación agua-material cementante, con lo que se disminuye la permeabilidad. Por la misma razón, los aditivos reductores de agua también mejoran la resistencia a los sulfatos, permitiendo relaciones agua-cementante de 0.45 ó más bajas, para exposiciones severas, sin sacrificar la trabajabilidad.**

c) **No se debe emplear aditivos reductores de agua que contengan cloruro de calcio, ya que las bajas concentraciones de cloruros disminuyen la resistencia a los sulfatos.**

d) **Las microsílices son muy efectivas para mejorar la resistencia a los sulfatos, convirtiendo el hidróxido de calcio en CHS.**

e) **Otras puzolanas, tales como las cenizas, pueden también mejorar la resistencia a los sulfatos, pero es necesario tomar algunas precauciones. Debido a su bajo contenido de calcio, las cenizas de Clase F son más efectivas que las cenizas de Clase C para mejorar la resistencia a los sulfatos, Sin embargo, algunos**

tipos de cenizas de Clase F con un alto contenido de alúmina no son efectivas para mejorar la resistencia a los sulfatos. Las cenizas de Clase C con bajo contenido de calcio con frecuencia son más efectivas, pero las cenizas de Clase C con alto contenido de calcio con frecuencia son inefectivas y pueden disminuir la resistencia a los sulfatos. En general, se logran los mejores resultados si la ceniza se agrega al concreto en vez de emplearse como un reemplazo del cemento

4.9.6.- PROPORCIONES DE LA MEZCLA

a) Las recomendaciones para la máxima relación agua-material cementante y las de la puzolana más recomendable para un concreto que estará expuesto a sulfatos en suelos o agua freática, ya están indicadas. El Contratista no debe limitarse únicamente al tipo de material cementante ya que no se obtendría una resistencia satisfactoria.

(b) La dosificación de la mezcla debe ser hecha para proporciones en peso.

(c) Las proporciones de la mezcla deberán ser seleccionadas de manera de obtener una consistencia plástica, que permita lograr en la estructura homogeneidad, densidad y adecuada compactación.

(d) Para exposiciones severas o muy severas el contenido de cemento no deberá ser menor de 350 kg/m3 y la relación agua-cementante de diseño no deberá ser mayor de 0.45

(d) La proporción de agregado a cemento deberá producir un concreto que pueda ser fácilmente colocado en las esquinas y ángulos de los encofrados y alrededor del acero de refuerzo.

4.9.7.- PROCESO DE PUESTA EN OBRA

(a) Es importante conocer las condiciones de obra de los concretos que estarán expuestos a sulfatos, ya que pueden ser numerosas y variables. La agresividad de las condiciones depende de la saturación del suelo, del movimiento del agua, de la temperatura y humedad ambientes, la concentración de sulfatos, y el tipo de

sulfatos o combinación de sulfatos involucrada. Dependiendo de las variables indicadas, las soluciones que contienen sulfato de calcio son generalmente menos agresivas que las soluciones de sulfato de sodio, las cuales a su vez son generalmente menos agresivas que el sulfato de magnesio.

(b) **En la selección de las proporciones es conveniente incrementar el contenido del cemento; emplear agregado que cumpla con las recomendaciones de la Norma ASTM C 33 ó su correspondiente NTP 400.037: agua potable; y adiciones y aditivos dentro de lo indicado en el acápite correspondiente.**

(c) **La colocación, compactación, acabado y curado apropiado del concreto son esenciales para minimizar el ingreso y el movimiento de agua que es el que lleva las sales agresivas.**

(d) **Los procesos de mezclado, transporte, colocación y compactación del concreto seguirán las recomendaciones de las Normas ACI 304R y 309R. El tratamiento de las juntas seguirá las recomendaciones de ésta última Norma.**

(e) **Antes del vaciado deberá limpiarse perfectamente el equipo, el acero de refuerzo, los encofrados, y la zona en la que va a ser colocado el concreto. La limpieza y tratamiento de las superficies antiguas es fundamental cuando sobre ellas se ha de colocar concreto fresco.**

(f) **El agua de curado deberá cumplir con todos los requisitos exigidos para el agua de mezclado.**

(g) **En el proceso de curado se seguirán las recomendaciones de la Norma ACI 308, debiendo mantenerse el concreto en curado húmedo por lo menos 14 días y protegido de la acción del viento, agua u otros agentes destructivos. En principio es recomendable extender el período de curado para reducir la permeabilidad.**

(h) **Es recomendable el curado al vapor para los elementos prefabricados, combinándolo con un largo secado posterior. Los mejores resultados se consiguen para curado al vapor a temperaturas entre 100C y 175C.**

(i) **La superficie de los concretos expuesta al ataque de sulfatos deberá ser tratada con pinturas a base de resinas epoxy, alquitrán, brea, bitumen o asfalto. Ello con la finalidad de sellar los poros capilares con una capa impermeable. La capa de**

revestimiento debe quedar perfectamente adherida al concreto.

4.9.8.- ENSAYOS

Para certificar la severidad de la exposición del concreto a los efectos destructivos del sulfato, deberá tomarse muestras representativas del agua que alcanzará al concreto o del suelo que será lavado por el agua que se mueve hacia el concreto. La muestra deberá ser analizada por sulfatos empleando un método adecuado.

Si la cantidad de sulfatos determinada en el primer análisis se encuentra fuera del rango de concentración optimo del procedimiento analítico usado, la solución extraída debe ser concentrada o diluída para llevar al contenido de sulfatos dentro del rango apropiado del método analítico, y el análisis deberá ser repetido sobre la solución modificada.

La mejor evaluación de la resistencia de un concreto al ataque por sulfatos es obtenida por los resultados de exposición a largo plazo. Obviamente ellos no son prácticos para especificaciones o en aquellos casos en que se requiere resultados en pocos días o semanas. Por ello se han sugerido muchos ensayos acelerados los cuales tienen aceptación limitada.

El ASTM ha aprobado el "Método Tentativo de ensayo para expansión de los morteros de cementos portland expuestos a sulfatos" (ASTM C 452), el cual es aplicable a cementos portland normales. Su intención primaria es su utilización en investigación para determinar la resistencia potencial de los cementos portland de la clasificación ASTM C 150 a la acción de los sulfatos.

No existiendo un ensayo que permita determinar rápidamente la capacidad resistente del concreto al ataque por sulfatos se recomienda, en todos los casos, seguir las recomendaciones que se han dado en todos los acápites de este Capítulo.

4.9.9.- ADITIVOS Y ADICIONES

Como ya se indicó, el concreto que está expuesto a sulfatos, usualmente en el suelo o en aguas freáticas, puede desintegrarse en sólo unos

cuantos años debido a la reacción física o química, o ambas. El concreto sometido a suelos secos conteniendo sulfatos no será atacado. Pero puede ocurrir desintegración severá si el concreto inapropiadamente proporcionado es expuesto a agua que contiene sulfatos disueltos, o a alternancia frecuente de mojado y secado por las aguas con sulfatos.

Igualmente se ha mencionado que, en vez de destruir el concreto disolviendo los componentes, los sulfatos reaccionan químicamente con otros componentes para formar un mineral expansivo que descompone el concreto. Debido a que el hidróxido de calcio es uno de los componentes involucrados en la reacción, la resistencia a sulfatos puede mejorarse convirtiendo este componente en el CSH químicamente más resistente.

Cuando existen frecuentes ciclos de mojado y secado en un ambiente con sulfatos, la desintegración también puede ser causada por el crecimiento de cristales de sales de sulfato, que es un fenómeno físico. Ya sea que el mecanismo de desintegración sea físico o químico, la permeabilidad reducida mejora la resistencia a los sulfatos no permitendo la entrada de soluciones de éstos.

Las microsílices son muy efectivas para mejorar la resistencia a sulfatos, convirtiendo el hidróxido de calcio en CSH. Otras adiciones, tales como las cenizas, pueden también mejorar la resistencia a sulfatos, pero es necesario tomar algunas precauciones. Debido a su bajo contenido de calcio, las cenizas de Clase F son más efectivas que las cenizas de Clase C para mejorar la resistencia a sulfatos. Sin embargo algunos tipos de ceniza Clase F con un alto contenido de alúmina, no son efectivos para mejorar la resistencia a los sulfatos. Las cenizas de Clase C con bajo contenido de calcio, con frecuencia son efectivas, pero las cenizas de clase C con alto contenido de calcio con frecuencia son inefectivas y pueden disminuir la resistencia a los sulfatos. En general se logra mejores resultados si la ceniza se agrega al concreto en vez de emplearse como un reemplazo del cemento.

Los aditivos incorporadores de aire mejoran la resistencia a los sulfatos, principalmente debido a que la incorporación de aire permite una mejor relación agua-cemento que disminuye la permeabilidad. Por la misma razón, los aditivos reductores de agua también mejoran la resistencia a los

sulfatos, permitiendo relaciones agua-cemento de 0.45 o más bajas, para exposiciones severas, sin sacrificar la trabajabilidad. Se recomienda evitar el uso de aditivos reductores de agua que contengan cloruro de calcio, ya que las bajas concentraciones de cloruros disminuyen la resistencia a los sulfatos.

Además de emplear aditivos para incrementar la resistencia a sulfatos, otras estrategias efectivas incluyen:

- **.- Emplear cemento Tipo II ó Tipo V**
- **.- Emplear cementos de bajo contenido de cal (conteniendo menos C3S, lo que produce hidróxido de calcio cuando se hidrata y más C2S)**
- **.- Incrementar el contenido de cemento.**
- **.- Extender el período de curado para reducir la permeabilidad.**

4.9.9.- RECOMENDACIONES FINALES

Muchos suelos peruanos contienen cantidades apreciables de sulfatos, o circulan por ellos aguas freáticas portadoras de sales, por lo que es necesario que el ingeniero tome precauciones para proteger al concreto de dicho ataque.

Entre estas precauciones, adicionales a las ya indicadas, puede mencionarse las siguientes:

- **(a) En toda construcción debe investigarse las condiciones del suelo y aguas subterraneas, a fin de determinar las concentraciones de sulfato posibles y determinar la magnitud de un ataque.**
- **(b) Siendo los sulfatos en solución los que atacan al concreto, es conveniente recordar que un suelo con alta concentración de sulfatos puede no causar daños si ellos están presentes en forma de cristales de yeso y el grado de concentración en el agua es bajo.**
- **(c) Si el elemento de concreto está en un suelo que contiene sulfatos y, además, el elemento estructural tiene una superficie expuesta sobre la cual el agua puede evaporar, las aguas**

sulfatadas subterraneas al penetrar el concreto por permeabilidad pueden causar severos daños debido a la concentración de sulfatos originada por la evaporación, aún cuando el contenido de sulfatos del agua sea bajo.

(d) El flujo de agua subterranea alrededor de una estructura de concreto deberá incrementar la magnitud de los daños debido a la permanente remoción de los productos de la reacción química, por lo que el concreto estará constantemente expuesto a la acción agresiva de un medio en continua renovación.

(e) En zonas pantanosas pueden encontrarse condiciones ácidas, en cuyo caso el proceso de corrosión puede ser muy severo, aún cuando el contenido de sulfatos no sea muy alto.

(f) Debe tenerse en consideración las dimensiones del elemento estructural. En tanto que una gran cimentación puede experimentar un deterioro porcentualmente pequeño, el cual no afecte su estabilidad o exija medidas de seguridad adicionales, una tubería de concreto sometida al mismo ataque puede experimentar en su superficie un daño cuya magnitud obligue a reemplazarla.

SULFATOS

TABLA DE REQUISITOS

Los concretos con exposición suave; con un contenido de sulfatos soluble en agua, expresado en porcentaje, entre 0.00 y 0.10; o de sulfato en agua, expresado en partes por millón, entre 0 y 150, no tienen requisitos especiales de cemento o de relación agua-cementante.

Los concretos con exposición moderada; con un contenido de sulfatos soluble en agua, expresado en porcentaje, entre 0.10 y 0.20; o de sulfato en agua, expresado en partes por millón, entre 150 y 1500; requieren el empleo de cementos Tipo II, 1P(MS), 1S(MS) y una relación agua-cementante máxima de 0.50

Los concretos con exposición severa; con un contenido de sulfato soluble en agua, expresado en porcentaje, entre 0.2 y 2.00; o de sulfato en agua, expresado en partes por millón, entre 1500 y 10000; requieren el empleo de cemento Tipo V y una relación agua-cementante máxima de 0.45

Los concretos con exposición muy severa; con un contenido de sulfato soluble en agua, expresado en porcentaje, sobre 2.00; o de sulfato en agua, expresado en partes por millón, mayor de 10000; requieren el empleo de cemento Tipo V más una adición con propiedades puzolánicas y una relación agua- cementante máxima de 0.45

***** **Cuando los cloruros están presentes en adición a los sulfatos, puede ser necesaria una relación agua-material cementante mas baja para reducir el riesgo de corrosión potencial de los elementos embebidos.**

****** **En condiciones moderadas de exposición, en lugar del cemento Tipo 11 puede emplearse una mezcla de cemento Tipo 1 y una adición con propiedades puzolánicas que haya demostrado por ensayos que da una resistencia a los sulfatos equivalente.**

******* **En condiciones severas de exposición, en lugar del cemento Tipo V puede emplearse una mezcla de cemento Tipo 11 y una adición con propiedades puzolánicas que haya demostrado por ensayos que da una resistencia a los**

sulfatos equivalente.

5.- ATAQUE POR CLORUROS (SALES)

5.1.- INTRODUCCION

La gran extensión de litoral marítimo con que cuenta el Perú, y la corrosión que provocan en las estructuras de concreto el contacto con el agua de mar y la brisa marina, son un tema que interesa de materia especial al sector construcción. Por ello el problema del ataque por cloruros al concreto y su acero de refuerzo, así como su estudio, adquieren especial importancia para todos los profesionales y, especialmente, para los especialistas en la Patología y la Tecnología del concreto.

Existe una conciencia generalizada en la práctica constructiva respecto a las precauciones que deben seguirse en la fabricación de elementos de concreto francamente expuestos a ambientes de carácter agresivo, por el deterioro que ocasiona el contacto directo con sustancias naturales presentes en el suelo o en el agua. Dada su elevada concentración de cloruros (más de 20,000 ppm), destaca como medio ofensivo el agua de mar que favorece la corrosión del acero de refuerzo.

En la actualidad, adicionalmente, se presentan serios y veloces deterioros estructurales debidos al ataque de los cloruros disueltos en el aire, presentes en ambientes marinos con alta humedad relativa y acción constante del viento, tales como los presentes en la faja costera. En este acápite se intenta analizar el proceso de acción sobre el concreto y el acero de refuerzo sometidos a ambientes que no resultan por si mismos ser tan claramente agresivos a causa de la acción de los cloruros, a no ser por la evidencia de ataques que han resultado en su degradación o destrucción.

Revisar y evaluar el potencial de daño en tales circunstancias, sus causas, los agentes que lo favorecen y sus efectos sobre las estructuras son objetivos planteados en este acápite, para así delinear y establecer procedimientos generales para su prevención, control o reparación.

5.2.- EL PROCESO Y SUS AGENTES

La corrosión del acero de refuerzo existente dentro del concreto, tema que será tratado en profundidad en el presente trabajo, se origina por la presencia exclusiva de oxígeno y humedad en las proximidades de las barras, pero la existencia de cloruros libres en el medio que las rodea es un desencadenante del proceso.

En el agua de mar, en su estado normal, se puede encontrar un amplio rango de concentraciones de sales disueltas, casi siempre con una proporción constante de un constituyente a otro; las concentraciones son más bajas en las aguas frías o templadas que en las cálidas y resultan especialmente altas en zonas de aguas bajas con tasas excesivas de evaporación diurna. Adicionalmente, la brisa marina acarrea importantes contenidos de humedad que lleva en si cloruros, de esta manera, las estructuras que no están en contacto directo con el agua de mar, sufren igualmente su accionar.

Los cloruros, de esta manera, se vuelven un elemento activo en el proceso de daño y degradación de las estructuras de concreto frente a acciones marinas. De acuerdo con la concentración con que se presentan en el agua de mar, quedará definido su grado de agresividad, por lo que habrá que esperar que algunas zonas tengan un mayor potencial dañino que otras.

El fenómeno de la corrosión del acero de refuerzo es causa frecuente de que las estructuras de concreto se deterioren naturalmente, aún cuando el concreto, por su alta alcalinidad con un pH promedio de 12.5 y baja conductividad, suele ser un medio que proporciona buena protección al acero contra la corrosión. Sin embargo, dentro de un esquema de ambiente agresivo, esta protección no es suficientemente eficaz y el fenómeno se produce. Pero existen acciones que también la favorecen, entre las que se encuentran:

- **Excesiva porosidad del concreto.**
- **Reducido espesor del recubrimiento sobre el concreto.**
- **Existencia de grietas en la estructura.**
- **Alta concentración de agentes corrosivos en los componentes del concreto.**

La resistencia a la compresión ha sido utilizada por lo regular como un indicador de la durabilidad del concreto, sin embargo, cada día se hace más evidente que por si misma no determina la durabilidad de éste. La impermeabilidad y la resistencia química rigen también la vida útil de una estructura, aunque estos factores están a su vez influídos por la composición del cemento y la calidad de la mezcla.

Los cloruros pueden estar presentes desde el inicio en la mezcla de concreto fresco (disueltos en los agregados, en los aditivos y adiciones, o en el agua). Se refieren como "cloruros totales calculados" y se expresan como el porcentaje de ion cloruro respecto al peso del cemento, el que debe limitarse a los siguientes valores:

TABLA 5.2.A

TIPOS DE EXPOSICION	LIMITE POR PESO DE CEMENTO
Ambientes agresivos y expuestos a cloruro	0.06%
Ambientes agresivos y no expuestos a cloruros	0.15%
Construcción sobre el suelo y seca en forma permanente	1.50%

Los valores indicados son los que generalmente especifican diversas

Normas y Reglamentos de Construcción en el mundo, aunque suelen también limitarse en función de la cantidad de ion cloruro en peso por metro cúbico de concreto y tiene que ver de manera directa con el umbral de riesgo, de acuerdo con la siguiente Tabla 5.2.B

El ion cloruro también puede penetrar posteriormente en el interior del concreto por difusión desde el exterior, en cuyo caso el riesgo de corrosión se incrementa en forma importante.

TABLA 5.2.B

CONDICIONES DE EXPOSICION	VOLUMEN DE CONCRETO KG/M3
Ambiente Agresivo y Expuesto a cloruros	0.3
Ambiente Agresivo y no expuesto a cloruros	0.5
Construcción sobre suelo y seca permanentemente	No hay limitación

Los cloruros totales en el concreto se pueden subdividir químicamente en ligados y libres. Esta distinción resulta importante ya que son los cloruros libres los responsables de la corrosión del acero de refuerzo

Los cloruros ligados son los que están íntimamente asociados al cemento hidratado y no son solubles en agua, por lo que no causan corrosión; por lo tanto, los límites en las especificaciones deben aplicarse al contenido

de cloruros libres en lugar de al contenido total o soluble en ácido. No obtante, con la información de las actuales investigaciones no es posible calcular con precisión su proporción en relación con el contenido total de cloruros, ya que varía con los cambios en el contenido de cloruros totales, aunque, considerando que el cloruro libre es soluble en agua, se lo puede extraer y así determinar su proporción.

En términos de la química del concreto, se asume que el cloruro total es igual a la porción soluble en ácido de los constituyentes del concreto; así su extracción, previa a la determinación del contenido, implica digerir una muestra de concreto endurecido en ácido nítrico.

El procedimiento de extracción para la determinación del contenido de cloruros libres requiere hervir una muestra de concreto endurecido durante 5 minutos y saturar por 24 horas.

Las investigaciones indican que el contenido de cloruro soluble en agua proporciona un indicador del riesgo inmediato de corrosión. Comparativamente con los métodos de extracción de agua, los métodos de digestión en ácido extraen una mayor proporción de cloruros totales presentes en el concreto, por lo que una interpretación apoyada en estos resultados resultará siempre en una sobrestimación del riesgo inmediato del concreto.

Por otra parte, los niveles de cloruros solubles en ácido pueden resultar más adecuados para evaluar el riesgo extremo de corrosión a largo plazo si se ha sufrido procesos adicionales de carbonatación o sulfatación. La carbonatación libera cloruro ligado, mientra que la presencia de sulfatos la impide hasta cierto punto, la reacción entre el cloruro y el aluminato tricálcico incrementa así los cloruros libres.

El efecto directo más nocivo por acción de cloruros en la mezcla de concreto endurecido está constituído por la cristalización de las sales dentro de los poros, la cual puede producir rupturas debidas a la presión ejercida por los cristales de sal. Puesto que la cristalización ocurre en el punto de evaporación del agua, este tipo de ataque se produce de manera más acentuada en el concreto que no está permanentemente en contacto directo con el agua. No obtante, debido a que la solución penetra y asciende por

capilaridad, el ataque es más intenso cuando el agua o la humedad pueden penetrar en el concreto, de tal suerte que la permeabilidad de este material es un factor de gran importancia, y el clima tropical actúa como catalizador del proceso.

En el caso del concreto armado, la absorción de las sales establece áreas anódicas y catódicas, la acción electrolítica resultante conduce a una acumulación de producción de la corrosión sobre el acero, con la consecuente ruptura del concreto que lo rodea, de tal manera que los efectos se agravan.

Como ya se ha indicado, la pasta no carbonatada tiene un pH mínimo de 12.5 y el acero de refuerzo no se corroe en esta condición, fundamentalmente por lo presencia de una película pasivamente microscópica de óxido que evita su disolución anódica. No obstante, si el pH disminuye a menos de 10 por la acción de efectos como la carbonatación, la corrosión puede iniciarse. Los efectos de la carbonatación pueden disminuir el pH a niveles de 8 á 9, resultando en corrosión del acero cuando están presentes la humedad y los iones cloruro disueltos en agua en niveles por encima del 0.2% relativos a la masa de cemento, lo cual acelera la corrosión.

Cabe destacar que, en opinión de diversos investigadores, la corrosión puede iniciarse por la acción de iones cloruro sobre el acero de refuerzo, aún en ambientes con un pH superior a 10 u 11, aunque estos casos se relacionan con cloruros presentes de origen en la mezcla por efecto de los agregados, el agua o los aditivos, pues los que penetran del exterior están generalmente asociados con el proceso de carbonatación, el cual incide inmediatamente sobre los niveles de pH en el concreto.

La corrosión electroquímica de los elementos consiste básicamente en la conexión eléctrica o electrolítica entre un cátodo y un ánodo: En relación con el acero embebido en el concreto, las barras de refuerzo actuarán como un conductor eléctrico y el agua en los poros de la pasta actuará como electrolito. Durante el proceso de corrosión, el oxígeno es consumido y genera los productos de corrosión; el agua se necesita para permitir que el proceso de corrosión se mantenga y continúe, su presencia se relaciona con la generación de óxido férrico. Así, el resultado principal y más grave de la acción de los cloruros sobre el acero de refuerzo lo constituye la corrosión

acelerada que éste sufre a consecuencia de su acción como catalizador en ese proceso electrolítico.

En muchas estructuras de concreto localizadas en ambientes marinos cercanos a las costas, en las que el daño se ha iniciado a través de una incipiente penetración de cloruros hacia el acero, como consecuencia de una permeabilidad natural excesiva del concreto, su carbonatación o el agrietamiento de las secciones, la acción de la corrosión y del incremento del diámetro de las varillas causan por si mismas agrietamiento en el recubrimiento del concreto, lo que facilita en gran medida el acceso de humedad, aire y cloruros contenidos en el agua, y acelera así el proceso de ataque, llevando a las estructuras a daños irreversibles en períodos notablemente cortos. Por ello, ante la sospecha de ataque, se deberán incorporar de inmediato programas de reparación y mantenimiento de los elementos afectados.

La existencia de grietas en el concreto no es condición indispensable para que se produzca corrosión en el acero de refuerzo, pero su presencia favorece la ocurrencia de este fenómeno, pues la película pasivante en la superficie del acero se rompe en un área estrictamente confinada, lo cual resulta equivalente a un severo ataque por carbonatación en el concreto y genera zonas de máxima vulnerabilidad en la tasa de corrosión. Debido a ello es necesario, para prolongar la vida útil de las estructuras de concreto armado, prevenir la formación de grietas o suministrar un tratamiento adecuado de obturación a las que ya se hayan presentado.

Las grietas en el concreto pueden dividirse en dos grandes grupos: las que se producen por esfuerzos debidos al funcionamiento estructural y las que se deben a esfuerzos que se originan en el seno mismo del concreto. Así, la formación de grietas depende de factores tales como el diseño estructural, las características de los materiales, la composición del concreto, las prácticas constructivas, las condiciones ambientales, y la manifestación de situaciones anómales y eventos extraordinarios.

En el caso de grietas comunes, asociadas con el propio funcionamiento y naturaleza del concreto, con anchos que fluctúan de 0.15 á 0.35 mm, tienen un comportamiento autosellante en ambientes no agresivos, por efecto de

calcificación, polvo y depósitos de óxido. No obstante, en ambientes agresivos colaboran también a la acumulación de sales que pueden agravar esa magnitud de agrietamiento a consecuencia de su cristalización. Asimismo las grietas que se desarrollan perpendiculares al refuerzo resultan menos peligrosas que las de dirección paralela a éste, por la menor exposición que propician.

Los factores que principalmente pueden vincularse con determinados sitios o regiones geográficas son las características de los agregados y las condiciones ambientales, que influyen sobre los agrietamientos atribuíbles a las contracciones - plástica y por secado - y a las reaciones deletereas que eventualmente se producen entre los álcalis del cemento y algunos agregados.

5.3.- EL MEDIO AMBIENTE

Las estructuras de concreto están expuestas durante su vida útil al ataque químico y físico de diferentes agentes. La durabilidad del concreto variará conforme tales factores sean más o menos agresivos, y también de acuerdo con las propiedades de sus componentes, el proporcionamiento de la mezcla y las condiciones de colocación y curado que se están aplicado en la construcción.

El planeamiento y diseño deberán entonces no solamente estar basados en el uso de la estructura, sino también en las condiciones ambientales y en la vida útil esperada de la misma. Estas definiciones básicas deberán estar reflejadas en los materiales y especificaciones de construcción, y tanto en el concepto como en los detalles estructurales.

En el contexto de la práctica común, se diseña y detalla no sólo para las cargas que actuarán en la vida útil de una estructura, sino también para los efectos de agrietamiento y temperatura, sin embargo sólo se considerarán condiciones especiales de exposición para grupos muy particulares de estructuras.

Una de las limitaciones de los códigos y normas actuales es que sólo prescriben las variaciones adecuadas de la relación agua/cemento y del recubrimiento del concreto sobre el acero de refuerzo con una clasificacion

muy simple de las condiciones de exposición. Sin embargo, en la práctica se encuentran muchas y más diversificadas condiciones de exposición, y no solo en relación con el medio ambiente, sino también según el uso pretendido de la estructura.

En condiciones de ambientes eminentemente agresivos, las precauciones y cuidados en la construcción deben extremarse. No obstante existen condiciones no tan claramente agresivas, por lo que, con el fin de obtener estructuras durables se debe considerar que éstas pueden ser afectadas por el viento y la humedad marítima que contienen grandes cantidades de sal, así como por los ciclos de humedecimiento y secado. Se vuelve entonces muy importante la detección y el estudio de las características climáticas más relevantes de la región en la que se ubicará la estructura, es decir, los cambios estacionales de la dirección de los vientos, la temperatura, la humedad relativa y la precipitación pluvial; inclusive, podría en muchos casos resultar deseable y útil contar con el análisis de la composición química del agua de mar.

Como ya se mencionó, existen dos factores preponderantes en la determinación de la tasa de corrosión, la resistividad eléctrica del concreto y la disponibilidad de oxígeno en el cátodo, los cuales se relacionan con los siguientes factores:

1.- **Contenido de humedad en el concreto. Mientras que un incremento de la humedad en el concreto reduce su resistividad, reduce también la penetración y difusión de oxígeno, que se vuelve mínima para el concreto saturado; de esa forma, el concreto permanentemente sumergido en agua de mar sufre corrosión lenta, mientras que los concretos expuestos a humedecimiento y secado intermitentes son más suceptibles de corroerse.**

2.- **Temperatura. Estudios de obra y de laboratorio han mostrado que la corrosión en el acero de refuerzo se acelera con el incremento de la temperatura, en virtud que ésta afecta directamente la solubilidad del oxígeno y también la movilidad de sustancias tales como los cloruros que participan preponderantemente en el proceso de corrosión. También, los**

cambios bruscos de temperatura en el aire ambiental pueden resultar en condensación de agua sobre la superficie del concreto y cambiar así su contenido de humedad.

3.- Presencia de sales. La presencia de sales provoca generalmente dos efectos que resultan opuestos uno al otro; reducen la resistividad del electrolito, incrementando así la velocidad de corrosión, y en concentraciones altas disminuyen la solubilidad del oxígeno y pueden disminuir la velocidad de corrosió

El contenido de C3A en el cemento forma un complejo insoluble, hidrato de cloroaluminato de calcio, el cual inhibe cierta proporción de los cloruros totales y disminuye así el riesgo de corrosión. Sin embargo, en un ambiente con presencia de sulfatos y cloruros, los iones sulfato alteran este complejo debido a la formación preferencial de hidrosulfualuminato de calcio, lo que resulta en la liberación de algunos cloruros ligados que quedan así disponibles para la corrosión del acero. Un proceso similar de liberación de cloruros se genera bajo la acción del dióxido de carbono presente en la atmósfera ya que también puede descomponer los hidratos de cloroaluminato.

El dióxido de carbono puede asimismo penetrar en el concreto, aunque su tasa de penetración se puede controlar eficazmente mediate la impermeabilidad de un concreto de buena calidad. El C02, el dióxido de sulfuro y el óxido nítrico, considerados importantes contaminantes del aire, reaccionan también con los hidróxidos en el concreto y los convierten en carbonatos. Así, todos ellos, en condiciones naturales de exposición, dan lugar a procesos de carbonatación del concreto, por lo que la carbonatación se convierte en su mecanismo dominante de neutralización.

5.4.- POTENCIAL DE CLORUROS EN EL AIRE

Los estudios indican gan cantidad y diversidad de componentes químicos en el agua de mar, con una amplia gama de concentraciones. Resulta inutil generalizar una presencia promedio de elementos nocivos para el buen comportamiento de las estructuras de concreto. En Japón se ha detectado una variación en cloruros del agua de mar que osciló entre 0.01 y 0.20 mg de cloruro de sodio por cm2. Otro estudio encontró concentraciones particularmente elevadas del ion cloruro, las cuales variaban alrededor de

21,700 ppm. Asumismo, se detectaron contenidos de sulfato sobre 3800 ppm, y los más altos valores de sulfitos detectados en el mundo.

Aún cuando en el Perú no se conocen datos concretos, resulta evidente la presencia de sulfitos, carbonatos y cloruros en el agua de mar, los cuales necesariamente resultan dañinos para las estructuras de concreto. Así, con el agravante de la temperatura, variable en el litoral y a la acción de los vientos, se conjuntan todos los factores que generan ambientes altamente propicios para que se produzca la corrosión en el acero de refuerzo de las estructuras de concreto, tal y como se refirió al describir la influencia de cada uno de estos aspectos en el proceso general.

La presencia de contaminantes en el medio ambiente, generados por la emisión de las industrias, provoca una diversidad de componentes químicos (con diferentes grados de concentración cada uno) mayor de la que podría observar en un ambiente marítimo natural, aunque es altamente probable la preponderancia del óxido de carbono, algunos sulfatos y nitratos que inciden en la disminución del pH natural del concreto y en procesos de carbonatación que favorecen la entrada de humedad y agentes corrosivos hacia el acero de refuerzo.

La emisión de contaminantes de zonas industriales en esas áreas costeras viene a agudizar el problema, pero la gran aleatoriedad en la presencia de cada componente impide el establecimiento de normas o recomendaciones en cuanto a cuidados específicos y hace necesario el estudio de cada caso en particular.

5.5.- PROCEDIMIENTOS DE CONTROL

La pasta de cemento portland bien hidratada contiene de 15 á 30% de hidróxido de calcio por peso de cemento, siendo éste el responsable de la alcalinidad del concreto y de la formación de la película de óxido gamma férrico sobre la superficie del acero. También contribuye a inhibir la corrosión del acero el aluminato tricálcico que al combinarse con los cloruros forma compuestos no solubles de cloroaluminato cálcico, reduciendo el contenido de cloruros libres que promueven el proceso de corrosión.

La experiencia de diversos laboratorios demuestra que a mayor contenido de aluminato tricálcico, mejor es el comportamiento de la pasta para inhibir la corrosión. Así, un cemento que contenía 9.5% de C3A mejoró 1.62 veces su comportamiento respecto a otro que contenía 2.8%, también se han probado cementos con 9%, 11% y 14% de C3A, mejorando su comportamiento en 1.75; 1.93; y 2.45 veces respectivamente en relación con el que contenía sólo 2.8%.

Todo lo expresado confirma la evidencia que la relación composición/tipo del cemento incide de manera directa sobre la etapa de iniciación del proceso de corrosión. aunque en la práctica se ha observado que su efecto puede ser relativamente pequeño si se lo compara con el de una pobre calidad del concreto, la falta de un recubrimiento, prácticas de baja calidad en la construcción, curado inadecuado, etc.

Por otra parte, la estructura de los poros de la matriz de la pasta es uno de los factores que reducen la movilidad de los iones de cloruro en el concreto. Ciertos tipos de cemento que contienen cenizas, escoria de alto horno, o microsílices, muestran una gran capacidad para restringir la movilidad de los iones cloruro. También con la estructura de los poros resultantes en la matriz de la pasta tiene que ver la finura del cemento empleado, pues se encontró experimentalmente que conforme aumenta la finura demora el inicio del ataque.

La permeabilidad del concreto elaborado con cantidades apropiadas de escoria, microsílice, o puzolana, puede llegar a ser tan baja como un décimo o centésimo de la de un concreto de resistencia comparable elaborado sin esas adiciones.

La permeabilidad del concreto es probablemento el factor aislado más importante que incide en el proceso de corrosión puesto que, para un recubrimiento dado, la permeabilidad determina el grado de penetración de agentes agresivos desde el ambiente. A la vez, concretos de alta permeabilidad tendrán también baja resistividad.

La permeabilidad del concreto está intrinsecamente relacionada con la relación agua/cementante, particularmente cuando ésta excede de 0.6, pues

entonces la permeabilidad resultante crece de manera exponencial. En términos generales, las investigaciones al respecto coinciden en mantener una relación agua/cementante por debajo de 0.5 para condiciones moderadas de exposición, e incluso limitarla hasta 0.4 para condiciones muy severas, lo cual se refleja en la mayor parte de las normas y reglamentos vigentes.

El agua empleada en la elaboración del concreto deberá tener un contenido máximo de cloruros tal que la suma de los cloruros presentes en los constituyentes de la mezcla, incluyendo los aditivos, no sobrepase las recomendaciones citadas en este Capítulo.

En cuanto a agregados comunes, existe poca posibilidad que ellos contengan cloruros en concentración representativa, incluso cuando se empleen agregados tales como la arena de playa en la elaboración del concreto. Se debe tener especial cuidado en respetar la máxima concentración permisible de cloruros totales en la mezcla, para lo cual habrá que revisar la presencia de cloruros solubles en los agregados con esa clase de origen.

Una plena compactación es esencial para expeler todo el aire atrapado, para consolidar el concreto, reducir el riesgo de agrietamiento por contracción o por asentamiento, así como para asegurar una buena liga tanto entre las capas de concreto colocado como con el acero de refuerzo, con el resultado de un elemento homogeneo. Un vibrado inadecuado resultará en un incremento del número y tamaño de los huecos y, por consiguiente, en un notable incremento de la permeabilidad, con las consecuencias ya indicadas.

Como ya se indicó, tanto la carbonatación como los cloruros penetran en el interior del concreto; si en su penetración alcanzan el acero de refuerzo, éste iniciará su proceso de corrosión. Diversos estudios han demostrado que la velocidad de avance de tal penetración se relaciona con una función de la raiz cuadrada del tiempo, es decir, si el recubrimiento se reduce a la mitad en un elemento de concreto, la etapa de penetración alcanzará su valor crítico en menos de una cuarta parte del tiempo; esto hace patente la importancia de un recubrimiento adecuado.

La tendencia general de las normas y reglamentos de construcción define la cantidad de recubrimiento requerido para garantizar la vida útil de

una estructura en función de su grado de exposición a agentes agresivos variando desde 1 cm. para las condiciones más benignas, hasta 7.5 cm. para aquellas muy agresivas. Es responsabilidad del proyectista emplear la elección más adecuada.

Los recubrimientos son generalmente definidos como la distancia libre desde el punto más cercano de la superficie de concreto al refuerzo, no obstante, es preciso considerar tanto el refuerzo principal como aquel transversal. La superficie permanente más cercana se define como la superficie del concreto terminado libre de cualquier recubrimiento posterior.

El Constructor y el Supervisor tienen influencia decisiva en este aspecto. Algunos estudios de campo han demostrado que existen variaciones con amplia dispersión en la magnitud real del recubrimiento en las secciones de concreto y se indica que el 62% de las construcciones investigadas tenían un recubrimiento menor que el especificado en el proyecto, con una media de 5 mm, lo cual en la mayor parte de los casos se debió a que se había desplazado el refuerzo de su posición original para permitir el acomodo de las instalaciones. Así, en caso de dudarse que los recubrimientos vayan a ser cumplidos, bajo la tolerancia especificada, deberá estipularse en el proyecto una magnitud mayor, en el sentido de tener en cuenta las tolerancias incrementadas.

Aunque la magnitud del recubrimiento es muy importante, no provee por si misma la protección suficiente para el refuerzo, ya que si bien los factores dominantes en el proceso de corrosión se vinculan muy estrechamente con ella, tambien tienen que ver con la calidad del concreto.

Aunque no constituyen estrictamente un recubrimiento o protección permanente, los agentes de curado son de primordial importancia en la obtención de un concreto de buena calidad, puesto que las superficies de concreto no curados son inevitablemente más permeables y, por lo tanto, menos durables que las del concreto curado.

El curado inicial es vital para los efectos de la durabilidad, y cualquier día menos de aplicación del mismo equivale a alrededor de tres meses de exposición al efecto intermitente de humedecimiento y secado.

En lo que respecta a proporcionar protección al acero contra la corrosión, existen aditivos que inhiben a ésta al generar una película de espesor molecular que protege y estabiliza la capa pasiva, y su efecto se mantiene aún en ausencia de contacto directo con el concreto. Estos productos muestran la propiedad de migrar a través del concreto por distancias de 1 á 2 metros, con lo cual, además de utilizarse como constituyente de la formulación original del concreto, puede extenderse su uso y desempeñarse como tratamiento preventivo de la corrosión cuando el concreto original no haya sido tratado, o como tratamiento correctivo en casos en los que esté desarrollándose un proceso de corrosión para detener el avance del mismo.

Existen en el mercado materiales para la protección posterior del concreto, reducir su permeabilidad superficial e incluso impedir el paso de cualquier agente agresivo, los cuales están elaborados con una amplia gama de componentes que van desde las parafinas hasta los productos epóxicos. Evidentemente, la elección de uno u otro producto será función directa del grado de exposición del elemento, así como del grado de vulnerabilidad propia que de origen posea.

En general, el éxito de estos recubrimientos estriba en su aplicación, pues todos ellos requieren que la superficie se encuentre libre de agua, grasas y sustancias extrañas, de tal manera que se permita una estrecha adherencia sobre la superficie del elemento que se ha de proteger. Para que puedan considerarse efectivos, debe garantizarse que la resistencia adhesiva con el concreto sea cuanto menos igual a la resistencia en tensión del concreto en la superficie.

Es importante remarcar que cualquiera de estas protecciones es temporal-unas tienen mayor durabilidad que otras- y por lo tanto, todas requieren una supervisión y mantenimiento programados. Asimismo, cualquier agrietamiento en la superficie del concreto, incluyendo aquellos que ocurren después de la aplicación de la protección, se reflejarán a través de ésta si la estructura está sujeta a movimientos por cambio de temperatura o cargas externas. Este movimiento del concreto puede llegar a anular la habilidad de la barrera para brindarle protección al concreto

5.6.- ESTRUCTURAS DAÑADAS

Se ha indicado que existen dos etapas en el proceso de afectación; en la primera, la de iniciación, no se aprecia el daño a simple vista, y se han de emplear técnicas apoyadas en análisis e indicadores químicos. En la segunda, la de propagación, el daño se manifiesta a través de fisuras paralelas al acero de refuerzo, acompañadas de manchas de color rojizo; en casos extremos se observan desprendimientos del recubrimiento y una disminución del área útil de la barra.

Cualquiera que sean la causa y avance del daño, es esencial determinar su extensión y averiguar si la estructura posee la calidad suficiente para poder colocar una reparación sana. Sobre la base de esta información podrán elegirse el tipo y extensión de la reparación. Este es el paso más delicado, en el cual se requiere un profundo conocimiento de la materia y un juicio maduro por parte del ingeniero. Si el daño es resultado de una exposición moderada sobre un concreto de calidad inferior, su reemplazo por otro de calidad suficiente asegurará buenos resultados. Por otra parte, si es un concreto de buena calidad el que ha sido destruído, el problema se torna más complejo y se requerirá un concreto de calidad superior.

En el caso específico de ataques por cloruros, puede haber una variación considerable de un punto a otro de la estructura, habrá necesidad entonces de tomar muestras de varios puntos sobre la totalidad de la estructura. Se recomienda para esto la extracción de corazones de concreto de 10 cms de diámetro para agregados de 20 mm, o de 15 cms de diámetro para agregado de 40 mm. Alternativamente, se pueden practicar barrenos de 10 mm de diámetro a diferentes profundidades, de manera de recolectar el polvo que se obtiene en la barrenación y proceder a su análisis químico.

Cuando se extraen corazones de concreto, éstos son seccionados en discos de espesor constante, sin utilizar agua de refrigeración. La determinación del perfil de afectación se lleva a cabo siguiendo técnicas de lixiviación o bien mediante el análisis del líquido de poros extraído de las muestras, pueden complementarse o apoyarse con métodos colorimétricos,

tiñendo el concreto con soluciones al 0.1 de nitrato de plata.

Otras reacciones químicas que involucran al agregado, y que pueden conducir al debilitamiento o destrucción del concreto endurecido, incluyen la hidratación del agregado anhidro, cambios de base y cambios de volumen en arcillas y otros minerales, constituyentes solubles, oxidación e hidratación de compuestos de hierro, y reacciones que involucran sulfitos y sulfatos.

Todos los problemas mencionados han sido analizados en detalle por Hansen y Mielenz. Los materiales que pueden causar las reacciones indicadas son usualmente detectados en los ensayos estándar de agregados y especialmente por exámen petrográfico.

Los óxidos de calcio y magnesio pueden contaminar los agregados transportados en camiones que han sido empleados en trasladar caliza o dolomita refractarias. Bajo condiciones inusuales de mal funcionamiento de los hornos de escorias, piezas incompletas de escoria fluida pueden descargarse conjuntamente con la escoria. A menos que hidraten antes de ingresar al concreto, éstos materiales pueden producir ampolladuras después que el concreto ha fraguado. Debe tenerse cuidado en las plantas automáticas para evitar contaminación de los agregados del concreto con materiales dañinos utilizados para aplicaciones que no son de concreto.

La oxidación e hidratación de compuestos ferrosos en las piedras calizas ferrosas o de óxidos ferrosos, tales como la pirita o la marcasita, en calizas y esquistos se conoce que produce ampolladuras y herrumbre en el concreto. Las partículas metálicas de hierro en escoria de alto horno pueden oxidar si están expuestas muy cerca de la superficie del concreto, resultando en daños de herrumbre y picaduras menores

Los sulfatos pueden estar presentes en una gran variedad de tipos de agregados, ya sea como compuestos originales o como formas oxidadas de sulfuros, originalmente presentes. Los sulfatos solubles en agua pueden atacar los aluminatos y el hidróxido de calcio en la pasta, causando expansión y deterioro general. El yeso es el sulfato más común en los agregados, presentándose como revestimiento de la grava y arena, como un componente de algunas rocas sedimentarias y puede formarse en losas que han estado

sometidas en largo tiempo a la acción del intemperismo.

Otras sales solubles, tales como los cloruros, pueden presentarse en agregados naturales y contribuir a las eflorescencias o a la corrosión del acero embebido. Si las medidas rutinarias del cloruro total exceden a los límites que se indican en las recomendaciones ACI 201.2R ó ACI 318, es recomendable efectuar ensayos de concreto o agregados para cloruros solubles en agua, empleando el procedimiento de Clear y Harrigan, a las edades de 28 y 42 días.

Algunos minerales zeolíticos y las arcillas están sujetos a un cambio de base el cual puede influir en la reacción álcali - agregado y se piensa que pueden causar expansión en el concreto.

6.- ATAQUE QUIMICO POR SUSTANCIAS ORGANICAS

6.1.- ALCANCE

Virtualmente todos los compuestos orgánicos en grandes cantidades deberán disminuir la resistencia y durabilidad del concreto endurecido, al igual que retardar el tiempo de fraguado del concreto fresco; pero un buen concreto endurecido deberá controlar muchos de estos compuestos. Los azúcares, alimentos y aceites son elementos orgánicos que frecuentemente están en contacto con el concreto.

En los compuestos orgánicos, la viscosidad juega un rol importante en la determinación de la extensión del deterioro del concreto. Si el compuesto es delgado y permanece sobre la superficie del concreto, el deterioro no es tan rápido como lo sería si él puede fluir y penetrar fácilmente en el concreto. Buenas prácticas caseras y concretos densos deberán ayudar a minimizar la velocidad de deterioro.

6.2.- AZUCAR

El azucar seca no ataca al concreto, pero el azucar en solución y algunos alimentos con un alto contenido de azucar pueden causar deterioro. Adicionalmente, la presencia de azucar o aguas azucaradas podría retardar o inhibir el tiempo de fraguado de la mezcla fresca.

El problema de obtener pisos de concreto resistentes a la acción de soluciones de azucar se presenta en diversas fábricas de alimentos y soluciones azucaradas. Los pisos de concreto a base de cemento portland son atacados por soluciones de azucar y, bajo condiciones en las que una exposición severa se combina con desgaste importante, son en la práctica destruídos.

En este caso se recomienda el empleo de un material puzolánico conjuntamente con el tratamiento de la superficie del concreto con silicato de sodio o, mejor, con soluciones de silicofluoruro de magnesio. Sin embargo, en condiciones malas se cuestiona si estos métodos no son únicamente paliativos temporales.

Los concretos en cuya preparación se ha empleado cemento de alto contenido de alúmina, empleado en el concreto o como una adición al cemento portland, es más resistente y se han obtenido resultados satisfactorios. Aunque más durable que los concretos a base de cemento portland no es, sin embargo, siempre un remedio permanente.

Los tanques de concreto empleados para guardar la melaza han dado resultados satisfactorios pero, en algunos casos, la superficie del concreto ha experimentado ablandamiento y agrietamiento. La melaza refinada tiene una acción más agresiva que la sin refinar. Se recomienda que el concreto tenga por lo menos 28 días al aire antes de su exposición, así como que se aplique el tratamiento superficial con el silicato de sodio o la solución de silicofloruro de magnesio. Igualmente se ha empleado revestimientos con pintura asfáltica.

6.3.- ACEITES

Los aceites vegetales y animales contienen ácidos libres, así como compuestos que se vuelven ácidos por exposición al aire, por ejemplo, si se derraman sobre el piso y se permite que permanezcan ahí. El ácido en el aceite puede atacar el concreto.

En la acción de los aceites vegetales sobre el concreto pueden esperarse los siguientes efectos:

a) La semilla de algodón no tiene ningún efecto si se excluye la acción del aire; pero puede presentarse una leve desintegración si hay exposición á éste.
b) La resina no produce ningún efecto.
c) El almond; el castor; el coco; la linaza; el olivo; la almendra; la semilla de amapola; la semilla de nabina; la soya; el aceite de tung y el nogal, desintegran lentamente la superficie del concreto.

En las grasas y ácidos de origen animal se tienen las siguientes acciones:

a) La mayoría de los aceites de pescado atacan ligeramente al concreto.
b) El sedimento de manteca y el aceite de manteca desintegran lentamente la superficie del concreto.
c) El sebo y el aceite de sebo desintegran lentamente la superficie del concreto.

Los aceites minerales tales como la gasolina y la benzina, aceites combustibles y derivados del petróleo, en general, no atacan al concreto endurecido, pero si pueden afectar seriamente el proceso de hidratación de un concreto fresco. Estos aceites no contienen constituyentes los cuales reaccionen químicamente sobre la fragua del cemento.

Sin embargo, las creosotas, las cuales contienen fenol, cresol, y compuestos ácidos similares, pueden tener algún efecto sobre el concreto. Los aceites lubricantes, los cuales son enteramente de origen mineral, no atacan al concreto, pero si están presentes aceites minerales ellos si tienen una acción definida y se han registrado daños a pisos de concreto en garajes.

Este es el caso descrito por Colbert y otros investigadores, quienes han presentado pisos de concreto armado, los cuales, en el curso de 20 años, han sido severamente atacados por aceites lubricantes los cuales los habían saturado.

La misma acción destructiva se observa en los talleres de mantenimiento de vehículos en los que la capa de pasta ha desaparecido y sólo se aprecia el agregado grueso. Tanto el refuerzo como las viguetas de acero fueron rápidamente corroídos y fueron destruídos cuando se presentó sobrecalentamiento.

Aunque no tengan acción química sobre el concreto, es difícil, o imposible, hacer un concreto impermeable a los aceites minerales ligeros. La investigación y la experiencia sobre el almacenamiento de aceites minerales en tanques de concreto han mostrado que éste puede ser hecho lo suficientemente impermeable para detener pérdidas por filtración para combustibles de gravedad específica de 0.875 á 15°C. Para tales tanques, un concreto rico (1:1.5:3) es necesario, aunque para combustibles livianos con una gravedad específica menor de 0.85, un tratamiento superficial, tal como cuatro capas de silicato de sodio, se ha recomendado por Spamer.

La permeabilidad del concreto a lubricantes livianos con viscosidad por debajo de 0.06 poises a 20°C, tales como el diesel, kerosene, y gasolina, es demasiado alta para ser empleada sin una protección superficial más importante. En el caso de la gasolina, ella puede ser afectada por reacción química con los álcalis del cemento fraguado.

Diversos revestimientos de láminas delgadas de plástico, tales como revestimientos de polisulfatos o polivinilideno, o tratamientos superficiales con resinas sintéticas, pueden ser usados como materiales de recubrimiento. Los tratamientos superficiales con silicato de sodio o silicofluoruro de magnesio no son adecuados.

Los pisos de concreto o las juntas de morteros en pisos de ladrillo o losetas, pueden también ser permeables a los aceites livianos. Los tratamientos superficiales con soluciones de silicato de sodio o silico-fluoruro de magnesio son recomendados, aunque, como ya se ha mencionado, su valor es limitado.

En resumen, en el caso de los aceites derivados del petroleo, se puede decir y se tendrá en consideración lo siguiente:

a) **Los aceites pesados por debajo de los 350ºBAUME no producen ningún ataque.**

b) **Los aceites ligeros por encima de los 350ºBAUME no producen ningún ataque, pero se requiere impermeabilizar el concreto para evitar la pérdida debida a la penetración, generalmente son utilizados para tratamientos superficiales.**

c) **La bencina; la gasolina; el kerosene; la naptha; y la gasolina de alto octanaje, no producen ningún ataque al concreto, pero todos requieren un tratamiento superficial para evitar la pérdida debida a la penetración.**

En el caso de los productos destilados del alquitrán pueden esperarse los siguientes efectos:

a) **La alizarina; el antraceno; el benzol; el cumol; la parafina; la brea; el tolueno; y el Xylol, no producen ningún ataque al concreto.**
b) **La creosota; el creso; y el fenol; producen desintegración lenta del concreto.**

6.4.- DIVERSOS

Entre otros productos de uso frecuente puede mencionarse los siguientes, indicando su efecto:

a) **La miel; el salitre; la sal de soda; el nitrato de potasio; el fosfato trisódico; la soda de lavado; y la pulpa de madera, no tienen ningún efecto.**
b) **Los jugos de fruta pueden producir algún efecto desintegrador sobre la superficie del concreto, debido a la acción ácida y la pobreza de la mezcla.**
c) **La glucosa y la glicerina producen desintegración lenta. La glicerina, la cual es soluble en agua, ataca al concreto lentamente por reacción con disolución del hidróxido de calcio.**

d) **La leche dulce no tiene efecto, pero si se le permite agriar o fermentar, el ácido láctico deberá atacar el concreto, como ya se indicó.**

e) **La melaza no ataca al concreto impermeabilizado y curado. Las melazas oscuras, parcialmente refinadas, podrían atacar al concreto si éste no se halla adecuadamente curado.**

f) **En el caso de las sales de amoniaco, su acción es similar a la del cloruro de amonio, causando una desintegración lenta.**

g) **El azucar seca no tiene efecto sobre el concreto adecuadamente curado; el azucar disuelta ataca al concreto. Las soluciones azucaradas son deteriorantes, especialmente sobre el concreto muy nuevo. Como ya se indicó, una concentración del 3% podría corroer en forma gradual el concreto. Una muy pequeña cantidad de azucar en el agua de la mezcla podría retardar significativamente o inhibir la fragua.**

h) **El sulfato líquido ataca lentamente al concreto. El tema del ataque por sulfatos ya ha sido tocado ampliamente en el Acápite correspondiente.**

i) **El vinagre actúa sobre el concreto en forma similar al ácido acético.**

j) **Diversos lubricantes y otros aceites contienen algo de aceite vegetal. El concreto expuesto a tales aceites debe ser protegido de forma similar a la utilizada en superficies expuestas a la acción de aceites vegetales, tal como se indicó en el acápite correspondiente.**

7.- OTROS COMPUESTOS

7.1.- SALES Y ALCALIS EN SOLUCION

Además de lo ya indicado, se tendrá en consideración lo siguiente:

a) **Los carbonatos de amonio; potasio; y sodio no producen ningún ataque.**

b) **Los cloruros de calcio; potasio; sodio; y estroncio, no producen ningún ataque, salvo que el concreto sea alternativamente humedecido y secado en la solución.**

c) **Los cloruros de amonio; cobre; hierro; magnesio; mercurio; y zinc, producen desintegración lenta.**

d) **Los floruros no producen ningún daño, excepto el floruro de amonio**

e) **Los hidróxidos de amonio; calcio; potasio; y sodio, no producen ningún ataque.**

f) **Los nitratos de calcio; potasio; y sodio, no producen ningún ataque. El nitrato de amonio desintegra el concreto.**

g) **El permanganato de sodio no produce ningún ataque.**

h) **El sulfato de sodio desintegra el concreto.**

i) **Los sulfatos de aluminio; calcio; cobalto; cobre; hierro; magnesio; manganeso; niquel; potasio; sodio; y zinc, producen desintegración excepto en los productos de concreto curado al vapor a alta presión, los cuales son muy resistentes a los sulfatos.**

7.2.- COMPUESTOS INORGANICOS

En este acápite se presentan en forma breve los efectos sobre el concreto de un determinado número de compuestos inorgánicos y materiales variados que no han sido previamente considerados. Debe indicarse que los efectos considerados se refieren a concreto simple y que algunas sales, las cuales no tienen acción destructiva sobre el concreto en si mismo pueden causar corrosión acelerada del acero de refuerzo si el concreto es permeable o el recubrimiento del refuerzo es insuficiente.

Igualmente, los ataques al concreto por soluciones agresivas también se incrementan con la temperatura y una sal la cual es inocua a temperatura ordinaria puede ser destructiva en soluciones calientes. Además, soluciones fuertes de sales, las cuales no tienen acción química sobre el concreto, pueden causar daño por cristalización bajo la superficie si está expuesta períodicamente a evaporación libre y secado.

En este trabajo es sólo posible analizar la acción de un número limitado de sales, teniendo en consideración que para muchas sales no existe información disponible, pero se ha determinado que las sales de ácidos

fuertes, por ejemplo nítrico e hidroclohídrico, y las bases debiles, por ejemplo hierro y aluminio, tienen a menudo alguna acción destructiva cuando la correspondiente sal de una base fuerte, por ejemplo álcalis y cal, tiene muy pequeño o ningún efecto.

Las soluciones de sales de ácidos fuertes y bases débiles tienen una reacción ácida. Las sales de amonio son, en general, más destructivas que sales análogas de otras bases, posiblemente debido a que la base, el amonio, al reaccionar con la cal, puede dar una solución débil.

7.3.- LLUVIA ACIDA

Cuando el aire contiene sustancias venenosas, sucias o dañinas, se dice que está contaminado. Hay diferentes fuentes de contaminación atmosférica. Las fábricas liberan sustancias de desecho de la industria a la atmósfera. Los agricultores rocían sus cultivos con insecticidas que a veces son transportados por el aire lejos de los campos a los que iban destinados. En las granjas con un gran número de cabezas de ganado, el excremento de los animales libera gases que también contaminan el aire, las centrales térmicas queman carbón, gas natural y petróleo, y el humo y las emanaciones de sus chimeneas ascienden a la atmósfera. Los vehiculos queman gasolina o petróleo y expelen por el tubo de escape gases nocivos.

La lluvia ácida está ocasionada por alguno de estos tipos de contaminación, sobre todo por la de las centrales térmicas y los automóviles, y es una de las consecuencias más serias y amenazadoras de la contaminación atmosférica, porque a largo plazo produce daños a las personas y al medio ambiente.

La lluvia ácida se forma cuando los óxidos de azufre y nitrógeno se combinan con la humedad atmosférica para formar ácidos sulfúrico y nítrico, que pueden ser arrastrados a grandes distancias de su origen antes de depositarse en forma de lluvia, aunque un término más apropiado sería deposición ácida. La forma seca de la deposición es tan dañina para el medio ambiente como la líquida. Estas lluvias ácidas pueden corroer gradualmente el concreto de edificios.

8.- PROTECCION CONTRA ATAQUES QUIMICOS

8.1.- ASPECTOS GENERALES

Si el concreto estará expuesto a químicos agresivos en un ambiente natural o industrial, ¿Qué papel juegan los aditivos para mejorar el rendimiento del concreto?. Los aditivos mejoran significativamente el rendimiento para algunas, pero no para todas las exposiciones. Las estrategias para incrementar la vida de servicio de las estructuras expuestas a ataques químicos deben estar basadas en las mejoras en el rendimiento que puedan razonablemente esperarse cuando se usan aditivos diferentes.

El ataque de agentes químicos casi siempre ocurre cuando los químicos están en solución. Puesto que estas soluciones pueden penetrar profundamente en el concreto, la producción de concreto de alta calidad y baja permeabilidad es la primera linea de defensa. El control del agrietamiento es también una importante medida defensiva para limitar la exposición interna del concreto a químicos agresivos.

La protección del concreto contra ataques químicos puede a menudo ser efectuada mediante un adecuado tratamiento de la superficie. Las características generales de los agentes protectores serán analizadas en éste y otros acápites de otros Capítulos.

Hay en el mercado muchos compuestos producidos por firmas especializadas en la producción de materiales resistentes a los agentes químicos. Un agente protector a ser aplicado en el concreto deberá ser resistente no sólo química sino también mecánicamente.

Así por ejemplo, aunque un material para ser empleado en tanques de concreto puede requerir ser únicamente capaz de resistir la acción del líquido contenido en el tanque, un tratamiento superficial a ser aplicado a un piso deberá ser resistente al desgaste mecánico y la abrasión.

Con el desarrollo de la industria de los plásticos, en la actualidad existen un gran número de tratamientos disponibles para complementar o reemplazar antiguos materiales. Cuando la exposición a los agentes agresivos es intermitente, un revestimiento superficial muy delgado de 0.005 á 0.05 pulgadas de espesor puede ser suficiente, pero si la exposición es continua, como en el caso de tanques que contienen líquidos, puede ser necesario un espesor mayor y material en laminas, o ladrillos revestidos con material químicamente resistente.

Los ladrillos densos fraguados con un mortero resistente a los agentes agresivos pueden ser requeridos para pisos, o alternativamente cubiertas de mortero de cemento con latex, o morteros con una emulsión de acetato de polivinil (o cloruro), o una resina sintética.

El material de protección puede ser empleado contra un agente agresivo determinado, pero obviamente deberá ser elegido de entre todos aquellos que son resistentes al agente en cuestión. Los revestimientos delgados son obtenidos de soluciones empleando resinas y solventes, o de resinas termoplásticas sin solvente. El espesor del recubrimiento puede obtenerse de mortero aplicado con badilejo o aplicando el material en forma de torcreto.

8.2.- PAPEL DE LOS ADITIVOS Y LAS ADICIONES

Las estrategias para incrementar la vida de servicio de las estructuras expuestas a ataques químicos deben estar basadas en las mejoras en el rendimiento que puedan razonablemente esperarse cuando se emplean aditivos diferentes.

En cuanto a la resistencia al ataque de químicos se sabe que casi siempre ocurre cuando éstos están en solución. Puesto que estas soluciones pueden penetrar profundamente en el concreto, es lógico pensar que la producción de concreto de alta calidad y baja permeabilidad es la primera linea de defensa. El control del agrietamiento es también una importante medida defensiva para limitar la exposición interna del concreto a químicos agresivos.

Los aditivos reducen la permeabilidad del concreto de varias maneras:

- **Permiten el empleo de una menor relación agua-cementanto.**
- **Hacen que el concreto se consolide más facilmente.**
- **Convierten los productos solubles de hidratación en unos insolubles.**
- **Llenan los vacíos dentro de la matriz de la pasta de cemento.**
- **Reducen la contracción, reduciendo así el potencial de agrietamiento.**

La magnitud en la cual la menor permeabilidad mejora la vida de servicio del concreto en un ambiente de químicos agresivos depende en gran medida del tipo de químicos y su concentración. En este Capítulo se ha tratado de las formas más suaves de ataque químico hasta las más severas.

Al reducir la permeabilidad del concreto con reductores de agua, puzolanas o ambos, se incrementa la resistencia al ataque químico. Las microsílices son particularmente efectivas debido a que a altas tasas de dosificación, ellas pueden convertir la mayor parte del hidróxido de calcio en el CSH químicamente más resistente. Sin embargo, en algunas exposiciones químicas, inclusive el concreto con una alta dosificación, se deteriora tan rápidamente que la elevada tasa de dosis no proporciona beneficios palpables.

Antes de decidir el empleo de una combinación de aditivos para mejorar la resistencia a los ataque químicos, se sugiere las pruebas en obra. Las pruebas de diferentes combinaciones en instalaciones existentes, pueden proporcionar datos que ayudarán a cuantificar los efectos de aditivos en el rendimiento. Estos datos pueden emplearse para determinar si algún incremento en la vida de diseño del concreto es lo suficientemente significativo para justificar el costo agregado del aditivo usado.

8.3.- CONTROL DE LA LIXIVIACION

Los aditivos pueden ayudar a controlar la lixiviación a través de dos mecanismos: reduciendo la permeabilidad y convirtiendo el hidróxido de calcio soluble en un hidróxido de silicato de calcio insoluble (CHS) Las clases de aditivos que reducen la permeabilidad incluyen reductores de agua, superplastificadores y agentes incorporadores de aire. Bajo la mayor parte de las condiciones, y el uso de estos aditivos en una proporción adecuada, el concreto bien consolidado controla adecuadamente la lixiviación.

Los aditivos tales como las microsílices u otras adiciones cementantes complementarias con propiedades puzolánicas reducen la permeabilidad y convierten algo de hidróxido de calcio en CSH insoluble. Cuando se espera lixiviación más severa, el costo adicional de una microsílice puede estar justificado.

8.4.- CONTROL DEL ATAQUE POR SULFATOS

El concreto que está expuesto a sulfatos, usualmente en el suelo o en aguas freáticas. puede desintegrarse en sólo unos cuantos años debido a una reacción física o química, o ambas. El concreto sometido a suelos secos conteniendo sulfatos, no será atacado. Pero puede ocurrir desintegración severa si el concreto inapropiadamente proporcionado es expuesto a agua que contiene sulfatos disueltos, o a alternancia frecuente de mojado y secado por las aguas con sulfatos.

En vez de destruir el concreto disolviendo los componentes, los sulfatos reaccionan químicamente con otros componentes para formar un mineral expansivo que descompone el concreto. Debido a que el hidróxido de calcio es uno de los componentes involucrados en la reacción, la resistencia a sulfatos puede mejorarse convirtiendo este componente en el CSH químicamente más resistente. Cuando existen frecuentes ciclos de mojado y secado en un ambiente con sulfatos, la desintegración también puede ser causada por el crecimiento de cristales de sales de sulfato, que es un fenómeno físico. Ya sea que el mecanismo de desintegración sea químico o físico, la permeabilidad reducida mejora la resistencia a los sulfatos no

permitiendo la entrada de soluciones de sulfatos.

Las microsílices son muy efectivas para mejorar la resistencia a los sulfatos, convirtiendo el hidróxido de calcio en CSH. Otras puzolanas, tales como las cenizas, pueden también mejorar la resistencia a los sulfatos, pero es necesario tomar algunas precauciones. Debido a su bajo contenido de calcio las cenizas de la Clase F son más efectivas que las de la Clase C para mejorar la resistencia a los sulfatos, sin embargo, algunos tipos de la Clase F con un alto contenido de alúmina, no son efectivos para mejorar la resistencia a los sulfatos, Las cenizas de la Clase C con bajo contenido de calcio con frecuencia son efectivas, pero las cenizas de la Clase C con alto contenido de calcio con frecuencia son inefectivas y pueden disminuir la resistencia a los sulfatos. En general, se logran los mejores los mejores resultados si la ceniza se agrega al concreto en vez de usarse como un reemplazo del cemento.

Los aditivos incorporadores de aire mejoran la resistencia a los sulfatos, principalmente debido a que la incorporación de aire permite una menor relación agua-cemento que disminuye la permeabilidad. Por la misma razón, los aditivos reductores de agua también mejoran la resistencia a los sulfatos, permitiendo relaciones agua-cemento de 0.45 ó más bajas, para exposiciones severas, sin sacrificar la trabajabilidad. Se recomienda que los aditivos reductores de agua no contengan cloruro de calcio, ya que las bajas concentraciones de cloruro disminuyen la resistencia a los sulfatos.

Además de emplear aditivos para incrementar la resistencia a los sulfatos, otras estrategias efectivas incluyen:

- **El empleo de cementos Tipo II ó Tipo V**
- **El empleo de cementos de bajo contenido de cal (conteniendo menos silicato tricálcico, lo que produce hidróxido de calcio cuando se hidrata, y más silicato dicálcico)**
- **Incremento en el contenido de cemento de la mezcla.**
- **Extensión del período de curado para reducir la permeabilidad.**

8.5.- CONTROL DEL ATAQUE POR ACIDOS

Como ya se indicó el concreto de cemento portland no resiste bien los

ácidos. Sin embargo, la velocidad con que los ácidos destruyen el concreto depende de:

- **.- La resistencia a ácidos y su concentración.**
- **.- La temperatura de la solución del ácido.**
- **.- Las condiciones de exposición-soluciones ácidas estáticas o móviles**
- **.- Solubilidad de los productos de la reacción.**

Los ácidos sulfúrico, hidroclorhídrico y nítrico, son fuertes y altamente agresivos. La agresividad se incrementa al aumentar la concentración y la temperatura del ácido. Las soluciones móviles son más agresivas que las soluciones estáticas, debido a que constantemente nuevo ácido llega a estar en contacto con el concreto. Y los ácidos que forman productos solubles de reacción, generalmente son más agresivos que los ácidos que forman productos insolubles de reacción.

El ácido, como ya se indicó, ataca al concreto disolviendo los productos de hidratación del cemento o a través de reacciones químicas ácido-base. El hidróxido de calcio, el producto de reacción que se disuelve más rápidamente, es atacado aún por las concentraciones suaves o bajas de soluciones de ácido. Los ácidos más fuertes y más concentrados atacan a todos los hidratos de silicato de calcio.

Puesto que ningún concreto de cemento portland es totalmente inmune al ataque de ácidos, los aditivos pueden usarse sólo para disminuir la tasa de deterioro. Los aditivos reductores de agua, incluyendo los superplastificantes, reducen la relación agua-cemento, y por lo tanto la permeabilidad. Sin embargo, a medida que el concreto se deteriora, nuevas superficies están expuestas al ácido, especialmente cuando los productos de la reacción son solubles. Los ácidos oxálico y fosfórico forman productos de reacción insolubles que no se pueden quitar fácilmente. Para los concretos expuestos a estos ácidos, al reducir la permeabilidad con aditivos tales como reductores de agua o adiciones puzolánicas, se puede incrementar la vida de servicio.

También se han empleado microsílices para mejorar la resistencia al ataque de ácidos, convirtiendo el hidróxido de calcio en CSH, y reduciendo la

permeabilidad del concreto. Sin embargo, aún las grandes dosis de microsílice no mejoraron marcadamente la resistencia a los ácidos. Ensayos de laboratorio han demostrado que probetas cilíndricas con 25% de microsílice fallan después de solamente 5 ciclos en una solución de ácido sulfúrico del 5%, y las probetas con 30% de microsílice soportaron únicamente 32 ciclos en una solución de ácido sulfúrico del 1%.

8.6.- RESUMEN

Al reducir la permeabilidad del concreto con reductores de agua, puzolanas o ambos, se incrementa la resistencia al ataque químico. Las adiciones de microsílice son particularmente efectivas debido a que a altas tasas de dosificación, ellas pueden convertir la mayor parte del hidróxido de calcio en el CSH químicamente más resistente. Sin embargo, en algunas exposiciones químicas, inclusive el concreto con una alta dosificación, se deteriora tan rápidamente que la elevada tasa de dosis no proporciona beneficios palpables.

Antes de decidir el uso de una combinación de aditivos para mejorar la resistencia a químicos, se sugiere las pruebas en servicio. Las pruebas de diferentes combinaciones en instalaciones existentes, pueden proporcionar datos que ayudarán a cuantificar los efectos del aditivo en el rendimiento. Después los datos pueden usarse para determinar si algún incremento en la vida de diseño del concreto es lo suficientemente significativo para justificar el costo del aditivo empleado.

9.- ESQUEMAS DE REPARACION

Es difícil particularizar sobre la utilización detallada de uno u otro método, pues depende del grado de afectación y de la extensión que muestren los elementos; sin embargo, pueden definirse dos esquemas básicos.

El primero consiste en un reemplazo general del concreto dañado con concreto de proporcionamiento y consistencia adecuadas, de tal manera que se integre plenamente en el concreto base. Este es el método que ha de seguirse en los casos en que el grado de afectación sea importante en cuanto a magnitud y profundidad; cantidades considerables de concreto habrán de

ser removidas hasta que se tenga plena certeza de haber alcanzado concreto sano. Se requerirá siempre la utilización de encofrados.

Una variante de este esquema, en el caso de una afectación de poca extensión pero de gran profundidad, consiste en el empleo del retacado con mezclas muy secas o de tipo epóxico, colocadas en capas delgadas; de esa forma, prácticamente no ocurrirá contracción y se desarrollará una resistencia igual o superior a la del concreto original.

El segundo método consiste en la aplicación de concreto lanzado o torcreto, el cual tiene una excelente adherencia con el concreto existente y es frecuentemente la solución más satisfactoria y económica para hacer reparaciones superficiales; se adapta particularmente a superficies verticales o sobrecabeza, donde es capaz de soportarse por si mismo sin la necesidad de encofrados. Existen en la actualidad morteros predosificados y equipos especiales simplificados a costos accesibles.

Principal atención ha de prestarse al acero de refuerzo; en el caso de observarse una profundidad tolerable de corrosión, podrá simplemente limpiarse mediante medios mecánicos o con chorros de arena, no obtante, cuando su grado de afectación sea mayor, deberá reemplazarse por completo.

10.- CONCLUSIONES

El concreto se comportará en general de manera satisfactoria cuando esté expuesto a variadas condiciones atmosféricas, a la mayor parte de aguas y suelos que contengan sustancias agresivas y a muchas otras clases de exposición química. Existen, sin embargo, algunos ambientes químicos, incluso de origen natural, en los cuales la vida útil de una estructura será corta aún elaborada con el mejor concreto, a menos que se tomen medidas y cuidados específicos. El conocimiento de esas condiciones permitirá tomar dichas medidas para prevenir el deterioro o reducir la velocidad con la que el daño ocurre.

De manera natural, el concreto proporciona protección contra la corrosión del acero en virtud de su alcalinidad. El grado de protección estará en función del recubrimiento del concreto, su calidad, los detalles de

construcción y el grado de exposición.

La revisión efectuada a lo largo de ese Capítulo demuestra que no hay duda respecto de que un concreto impermeable y de buena calidad será el mejor medio para prevenir los ataques por acidos, sales y bases, así como la corrosión. No obstante, debe destacarse que no importa lo cuidadosas y exigentes que sean las especficaciones para prepararar la mezcla, siempre se requerirá una cuidadosa supervisión en obra para asegurar que se siguen las técnicas adecuadas para un buen colocado, vibrado y curado.

ANEXO 1

SUSTANCIAS QUE ATACAN AL CONCRETO

1.- ACIDOS

Acético ..... Desintegra lentamente
Aguas Acidas .....Desintegra lentamente
Carbónico ..... Desintegra lentamente
Clorhídrico ..... Desintegra lentamente
Húmico ..... Desintegra lentamente
Hidroclorhídrico ..... Desintegra lentamente
Hipoclorhídrico ..... Desintegra lentamente
Láctico ..... Desintegra lentamente
Fosfórico ..... Desintegra lentamente
Tánico ..... Desintegra lentamente
Hidrofluoridrico ..... Desintegra rápidamente
Nítrico (al 2%) ..... Desintegra rápidamente
Nítrico (al 40%) ..... Desintegra rápidamente
Sulfúrico (al 10%) ..... Desintegra rápidamente
Sulfuroso (al 10%) .....Desintegra rápidamente
Perclorico ..... Desintegra
Oleico ..... Peligroso
Oxálico ..... Peligroso y venenoso
Bórico ..... Efecto despreciable

2.- SALES Y BASES

Bicarbonato de sodio ..... Desintegra lentamente
Bisulfato de Amonio ..... Desintegra
Bisulfato de Calcio ..... Desintegra rápidamente
Bisulfato de sodio ..... Desintegra
Bisulfito de sodio ..... Desintegra
Borax ..... Peligroso
Bromuro de sodio ..... Desintegra lentamente
Carbonato de amonio .....Peligroso

Carbonato de potasio ..... Peligroso
Carbonato de sodio ..... Peligroso
Cianuro de amonio ..... Desintegra lentamente
Cloruro de alúmina ..... Desintegra rápidamente
Cloruro de amonio ..... Desintegra lentamente
Cloruro de cobre ..... Desintegra lentamente
Cloruro de magnesio ..... Desintegra lentamente
Cloruro de zinc ..... Desintegra lentamente
Cloruro de mercurio ..... Desintegra lentamente
Cloruro de potasio ..... Peligroso
Cloruro férrico ..... Desintegra lentamente
Cloruro ferroso ..... Desintegra lentamente
Cloruro mercuroso ..... Desintegra lentamente
Dicromato de potasio ..... Desintegra
Dicromato de sodio ..... Desintegra lentamente
Dióxido de carbono ..... Contracción Permanente
Fosfato de sodio ..... Desintegra lentamente
Fosfato trisódico ..... Peligroso
Gas Cloro ..... Desintegra lentamente
Hidróxido de amonio ..... Peligroso
Hidróxido de bario ..... Peligroso
Hidróxido de calcio ..... Peligroso
Hidróxido de potasio ..... Peligroso
Hidróxido de sodio ..... Peligroso
Nitrato de amonio ..... Desintegra
Nitrato de calcio ..... Desintegra
Nitrato de magnesio ..... Desintegra lentamente
Nitrato de plomo ..... Desintegra lentamente
Nitrato de potasio ..... Desintegra lentamente
Nitrato de sodio ..... Desintegra lentamente
Nitrato de zinc ..... Desintegra lentamente
Nitrato férrico ..... Peligroso
Nitrito de sodio ..... Desintegra lentamente
Permanganato de potasio .... Peligroso
Stearato de butilo ..... Desintegra lentamente
Sulfato de alúmina ..... Desintegra
Sulfato de amonio ..... Desintegra

Sulfato de calcio ..... Desintegra

Sulfato de sodio ..... Desintegra

Sulfato de zinc ..... Desintegra lentamente

Sulfato férrico ..... Desintegra

Sulfoaluminato de potasio .. Desintegra

Sulfuro de potasio ..... Peligroso

3.- OTROS COMPUESTOS

Aceites de petroleo ..... Peligroso

Agua de pescado ..... Desintegra

Carne ..... Desintegra lentamente

Carbón ..... Puede formar ácido

Fenol ..... Desintegra lentamente

Gasolina ..... Peligrosa

Margarina ..... Desintegra lentamente

Pulpa de papel ..... Peligroso

Urea ..... Peligroso

Vino ..... Peligroso

ANEXO 2

CONTROL DE LOS ATAQUES EMPLEANDO MICROSILICES

1.- ASPECTOS GENERALES

Si bien, en general, el concreto es un material altamente durable, determinadas acciones físicas y químicas, entre ellas el ataque por ácidos y sales pueden convertirlo en un material inservible bastante antes que él haya alcanzado el límite de su vida de diseño.

Un deterioro acelerado puede ocurrir si está expuesto a agentes químicos fuertes, tal como los ácidos y las sales, adicionalmente a aquel que podría ocurrir por exposición a agentes menos severos, tales como las sales descongelante o aún determinadas agua naturales.

El principal efecto físico y químico de la adición de microsílices a la mezcla de concreto es una reducción en los contenidos de los hidróxidos de calcio, potasio y sodio; y una estructura de poros muy refinada en el concreto endurecido.

2.- CAUSAS DEL DETERIORO

A lo ya expuesto en el desarrollo del Capítulo puede añadirse, como causas, desde el punto de vista de ataque por ácidos y sales, un diseño de mezcla inadecuado, el empleo de cemento indebido, agregados de baja calidad, o un proceso de puesta en obra parcial o totalmente de baja calidad . Estos factores son importantes y si son adecuadamente rectificados deberán eliminar o mitigar el deterioro.

Sin embargo, algunos ambientes son muy agresivos y obligan a considerar acciones adicionales para garantizar la durabilidad. Así, cementos especiales, aditivos diversos, adiciones puzolánicas, revestimientos, y tratamiento superficial, son algunas de las opciones que han sido empleadas con diverso grado de exito.

Un material que ha reducido la magnitud del deterioro del concreto por ataques químicos, en nuestro caso por ácidos y sales, son las microsílices, las que permiten un incremento en la resistencia del concreto.

3.- ALCALINIDAD

Un alto valor del pH es importante para la durabilidad de las estructuras de concreto armado debido a que se asegura la pasividad del acero, debiendo ser no menor de 8.5. En un medio alcalino, una capa pasiva de óxido se forma sobre la superficie del acero de refuerzo y previene los ataques, especialmente aquellos debidos a la corrosión del acero de refuerzo.

Aún si los álcalis son lavados del concreto o consumidos por reacción química con un ácido débil, tal como el ácido silícico, el concreto normalmente tiene en reserva una gran cantidad de hidróxido de calcio no disuelto para reemplazar esta pérdida y renovar la presencia de OH en el agua de los poros.

El consumo de cal libre por la microsílice causa modificación en el nivel del pH en los poros de agua de los concretos con microsílice. Adicionalmente, puede esperarse que el reducido contenido de Ca(OH)2 pueda causar reducción en la resistencia a la carbonatación debido a que este compuesto actúa como un amortiguador de la reacción total de carbonatación.

La pasta de cemento hidratada consiste de 20% á 25% de hidróxido de calcio, lo cual permite que los poros estén saturados en una solución de éste. Tal solución tiene un pH de 12.4 asegurando suficiente alcalinidad únicamente por este compuesto. Sin embargo, desde que las diferentes mediciones muestran un pH de 14 se debe suponer que el hidróxido de calcio no es el único factor.

Adicionalmente, las medidas de la alcalinidad del concreto con 20% de microsílice, han mostrado alcalinidades de cerca de 12.5 en tales mezclas, con una reducción lineal del pH de 13.5 á 12.5 para contenidos de microsílice que se incrementan de 0% á 20%.

La principal cuestión concerniente a la alcalinidad es que determina el pH del agua de los poros. Las investigaciones han mostrado que los hidróxidos de sodio y potasio tienen mayor influencia sobre la alcalinidad que el hidróxido de calcio. De acuerdo a ello los hidróxidos alcalinos presentes en el agua de los poros si protegen al refuerzo contra la corrosión, pero no dejan una reserva de alcalinidad, la cual debe ser proporcionada por el hidróxido de calcio no disuelto.

En concretos en los que algo de los álcalis reacciona con ácidos débiles, los productos de la reacción son de gran interés. Los hidróxidos alcalinos son solubles y ellos pueden parcialmente ser neutralizados por ácidos débiles, tales como el CO2, ó el SiO2, en agua. Las sales producidas por la reacción dan un alto pH en solución.

Los pH estándar para soluciones de estos productos de la reacción son:

0.1 M hidróxido de sodio ... NaOH .... pH = 13.0

0.1 M Carbonato de sodio ... Na2CO3 .. pH = 11.6

0.1 M Metasilicato de sodio. Na2SiO3.. pH = 12.6

Así, la pasta con muy alto contenido de microsílice y prácticamente sin cal libre, deberá tener un pH alto y pasivante. Por ello, la reducción de la alcalinidad y la correspondiente unión de los iones sodio y potasio en la solución en los poros es uno de los medios en los cuales se asume que estas reacciones disminuirán el riesgo de la reacción álcali-sílice en el concreto. El empleo de las microsílices compensa el posible alto contenido de álcalis del concreto.

4.- REDUCCION DE LA POROSIDAD

El principal efecto físico de las microsílices sobre la microestructura del concreto endurecido es su acción sobre la estructura de los poros. El volumen total de éstos no cambia necesariamente, pero los grandes poros aparecen subdivididos en poros más pequeños. Esta mejora en la estructura de los poros

se refleja en una resistencia más alta, pero es también de una gran importancia para la permeabilidad del material.

Otro factor importante es la mejora en la calidad de la zona de transición entre las partículas de agregado y la pasta, tanto en la estructura como en la composición.

Además de la mejora en la adherencia entre el agregado y la pasta, la porosidad y la capacidad de transporte de la región que corresponde a la interface se reducen.

5.- REDUCCION DE LA PERMEABILIDAD

La permeabilidad es una medida de la facilidad de pase de líquidos o gases, con determinadas características químicas, a través del concreto. La permeabilidad se determina aplicando una carga y determinando la altura de penetración o el volumen de líquido o gas que pasan a través de la muestra. La permeabilidad del concreto es importante por dos razones. Los parámetros obtenidos permiten determinar cuan rápidamente las sustancias destructivas pueden penetrar en el concreto, y cuan fácilmente el material puede ser lavado rápidamente del concreto.

Una reducción en la permeabilidad es el factor más importante para mejorar la resistencia a ataques externos, en este caso el ataque por ácidos y sales, dado que se reduce tanto el volumen de concreto expuesto como la magnitud con la que los fluídos atacantes pueden alcanzar el material suceptible de ser dañado. Como consecuencia una reducción en la permeabilidad significa una disminución significativa en la magnitud del deterioro.

La reducción en la relación agua-cemento es una alternativa para reducir la permeabilidad, la adición de microsílices, material con actividad puzolánica, es una alternativa para lograr dicha disminución y, por ende, la reducción del contenido de hidróxido de calcio del cemento hidratado. Al mejorar la estructura porosa y disminuir la permeabilidad, las microsílices contribuyen en forma importante a incrementar la durabilidad del concreto frente a ataques externos.

Dependiendo del tipo de puzolana empleado, el incremento en la durabilidad frente a la acción de los ácidos es alcanzado de alguna de las siguientes formas:

a) Por reducción en la permeabilidad del concreto.
b) Por reducción del hidróxido de calcio del cemento hidratado
c) Por consumo de álcalis durante el proceso de hidratación.

Las anteriores medidas previenen, o reducen en forma significativa, las fallas posteriores debidas a la acción de los ataques químicos.

Las investigaciones efectuadas confirman que, en morteros y concretos, la incorporación de microsílice los hace menos permeables. Se ha demostrado que ello es debido a una disminución en el número de poros grandes del sistema cemento-microsílice, aunque la porosidad total permanece la misma que en las pastas de cemento. Las mejoras en otras propiedades mecánicas del concreto con microsílices pueden igualmente ser atribuídas a cambios en la naturaleza de la porosidad y microestructura de la pasta endurecida.

Las medidas de la permeabilidad empleando presión pueden ser suplementadas por estudios de capilaridad y porosidad. Una información similar puede obtenerse, para el agua, por medición de la velocidad y magnitud de pérdida de peso cuando ocurre secado.

6.- ACCION DE LA MICROSILICE

La extrema fineza, del orden de 200 mil cm2/gr, y el alto contenido de sílice de las microsílices hacen de éstas un material puzolánico muy efectivo, con el cual se pueden conseguir excelentes resultados en el control o disminución de los daños causados por ataques ácidos que podrían atentar contra la durabilidad del concreto.

La mejora al ataque por ácidos puede ser atribuída a la reducción del contenido de hidróxido de calcio, disminución en la permeabilidad, y al incremento en el contenido de silicatos cálcicos hidratados que se forman por

reacción con la microsílice. Debido a su alta fineza la microsílice es muy reactiva por lo que acelera la reacción de hidratación y mejora el grado de ésta.

Durante el proceso de fraguado, la microsílice reacciona con el hidróxido de calcio para formar silicato de calcio hidratado. La adición de cerca del 30% de microsílice reduce el contenido de hidróxido de calcio a casi practicamente cero cuando se trabaja con cementos del Tipo I del ASTM C 150. Esta reacción remueve los componentes más suceptibles al ataque por ácidos y los reemplaza por componentes más resistentes.

El silicato de calcio hidratado que se forma, por reacción química de la sílice, tiene una muy baja relación calcio-sílice y un alto grado de polimerización. Es capaz de acomodar iones extraños tales como álcalis y aluminio, es especialmente estable y, presumiblemente, menos proclive a descomponerse en la cal y el gel sílice cuando se produce depresión del pH. Como consecuencia el concreto es más resistente a la exposición a ácidos diluídos.

7.- ACCION SOBRE EL ACIDO SULFURICO

Los ácidos fuertes, cuando ellos están presentes en cantidad suficiente, deberán actuar por descomposición del silicato de calcio hidratado, además de reaccionar con el hidróxido de cal libre. En estas condiciones la adición de microsílice deberá producir únicamente una mejora marginal en la durabilidad del concreto. Un dosaje de 30% de microsílice en la mezcla doblará el tiempo requerido para una pérdida del 25% de la masa en una concentración del 1% de ácido sulfúrico, pero se presentan muy pequeñas mejoras si la concentración es del 5% de ácido sulfúrico.

Cuando se produce el ataque de soluciones de ácido sulfúrico a concretos preparados empleando microsílice como material de reemplazo parcial del cemento se puede observar que en contenidos de ácido sulfúrico del 1% no se aprecia degradación importante de las muestras de ensayo sometidas a la solución a pesar que ésta tiene un pH muy bajo. Se aprecia que conforme el dosaje de microsílice tiende a incrementar el número de ciclos para que se produzca una falla, igualmente se incrementa el mismo

requiriéndose adición del 30% de microsílices para doblar el tiempo de falla de las muestras ensayadas con soluciones al 1% de ácido sulfúrico.

Un dosaje del 30% de microsílice deberá eliminar todo el hidróxido de calcio de la pasta. Por lo tanto, la degradación de las muestras que contienen 30% de microsílice resulta del deterioro del agregado y del silicato de calcio hidratado de la pasta.

Las mezclas empleando soluciones al 5% de ácido sulfúrico, con un pH de 7, muestran una pequeña durabilidad adicional cuando la microsílice está presente. Los ensayos de laboratorio indican tiempos de falla que son casi el doble del de las muestras de control para muestras con 30% de microsílice sometidas a soluciones ácidas del 5% de ácido sulfúrico.

Comparando la magnitud de la degradación en 1% y 5% de soluciones de ácido sulfúrico, se ha demostrado que la velocidad y magnitud del ataque en soluciones que son lo suficientemente agresivas para deteriorar el silicato de calcio hidratado, no es modificada por la conversión del hidróxido de calcio a silicato de calcio adicional.

Puede concluirse que, aún en soluciones tan agresivas como aquellas al 5% de ácido sulfúrico, se puede conseguir incrementos en la durabilidad del concreto añadiendo microsílice la cual disminuye significativamente la permeabilidad.

8.- OTROS ACIDOS

Cuando están presentes significativas fuerzas abrasivas, lo que permite la exposición continua de nuevas superficies al ataque de ácidos, los beneficios de la disminución de la permeabilidad pueden desaparecer parcial o totalmente.

Cuando los concretos a los cuales se ha adicionado microsílice están sometidos a la acción de soluciones de ácido fórmico al 5% y un pH tan bajo como 2.4, las muestras presentan un impresionante incremento en la durabilidad cuando se les añade microsílice, con evidentes incrementos en la resistencia al ataque del ácido para adiciones del 20% y 30% de microsílice, y

buenas mejoras para adiciones del 10%.

Estudios del comportamiento de mezclas de concreto que contenían hasta un 30% de microsílices como material de reemplazo, cuando ellas están expuestas a soluciones de ácido acético al 5% y un pH de 2.4, indican una degradación más rápida para este caso que cuando se les somete a una solución al 1% de ácido sulfúrico.

Conforme el dosaje de microsílice en la mezcla se incrementa, el número de ciclos antes de la falla tenderá igualmente a incrementarse en una forma mucho más importante que en el caso de las soluciones de ácido sulfúrico. Así, en las mezclas con una solución al 5% de ácido acético, un 7.5% de adición de microsílice dobla el tiempo para la falla, un dosaje del 15% cuadriplica el tiempo antes de la falla, y una extrapolación para el 30% de adición de microsílice indica un incremento de 15 veces en el tiempo necesario para que se produzca la falla si se compara con las mezclas de control.

Se han efectuado ensayos con soluciones al 5% de ácido fosfórico y un pH de 1.2. Los resultados muestran un incremento muy modesto en la durabilidad del concreto cuando se adiciona microsílice a la mezcla.

9.- CONTROL DE LOS SULFATOS

Los primeros estudios sobre el comportamiento de los concretos con microsílice frente a la acción agresiva de los sulfatos, han sido efectuados en Noruega mediante la inmersión de especímenes en aguas subterraneas ricas en ácido sulfúrico. Los resultados de estudios de 20 años han demostrado que los concretos con una relación agua-cemento de 0.6 en los que se ha empleado microsílices en porcentajes del 15% se comportan tan bien como las mezclas preparadas con relaciones agua-cementante de 0.45 y cemento resistente a los sulfatos.

Los estudios efectuados en diversos países demuestran que las mezclas preparadas empleando microsílice son más resistentes al ataque de sulfatos que aquellas preparadas empleando cementos especiales resistentes a los sulfatos.

El buen comportamiento de las mezclas con microsílice que se encuentran en un ambiente agresivo conformado por sulfatos, es atribuído a diversos factores de los cuales los más importantes pueden ser:

a) Una refinida estructura de poros que hace más difícil el paso de los iones dañinos: y

b) Un menor contenido de hidróxido de calcio, lo cual permite la reducción en la formación de yeso y por consiguiente de etringita.

Las anteriores consideraciones permiten concluir que la presencia de la microsílice contribuye en forma importante a la resistencia del concreto frente a la acción de los sulfatos. Comparadas con otros tipo de puzolanas o materiales con actividad puzolánica se ha encontrado que en todos los casos las mayores resistencias a los sulfatos se obtienen empleando microsílices.

10.- CONTROL DE LOS CLORUROS

La resistencia a los cloruros está normalmente considerada en términos del cloruro que entra a la superficie del concreto. Sin embargo, ocasionalmente, el cloruro puede ser introducido en el concreto al momento del mezclado. Fuentes comunes son los acelerantes y los agregados de origen marino pobremente limpiados. Así, es de interes la habilidad del concreto para limitar la acción de los cloruros, además de su habilidad para evitar la penetración de los cloruros sean estos provenientes del agua de mar o de sales descongelantes.

En función de las microsílices se han efectuado estudios para determinar los efectos combinados de reducción de la permeabilidad y del pH en el agua de los poros, así como la forma en que estos factores interactúan sobre la pasividad del acero embebido.

La ligera reducción del pH causada por las microsílices, la cual se conoce, deberá causar una reducción en la concentración de cloruros necesaria para destruir la capa pasiva e iniciar la corrosión. Este efecto es compensado por la reducida velocidad de la difusión del cloruro debido a la adición de la microsílice.

Los estudios del efecto de los cloruros que ingresan a la pasta de cemento de composición variada indican que hay un efecto muy significativo cuando se reemplaza cemento por microsílice, especialmente en relaciones agua-cementante altas, pero que también ocurre en los valores bajos.

Las microsílices trabajan de diversas formas para reducir el riesgo de corrosión por cloruros. La mejora en las propiedades de permeabilidad de los concretos con microsílice permite reducir en forma importante la penetración de los cloruros en estructuras marinas y en aquellas expuestas a sales descongelantes. Estos concretos igualmente tendrán una alta resistividad eléctrica, disminuyendo en forma importante la velocidad con la que la corrosión puede ser iniciada.

11.- CONCLUSIONES

En conclusión se puede afirmar que la adición de microsílice puede incrementar la resistencia de un concreto de calidad al ataque por un medio químico severamente agresivo. Las principales razones son una reducción en la permeabilidad y la reducción o completa eliminación del hidróxido de cal libre en el concreto.

Factores adicionales son que la pasta de silicato hidratado formada por la acción de la microsílice es más estable en ambientes de bajo pH, así como que la alta polimerización de estas pastas es capaz de controlar los iones potencialmente reactivos tales como los de los álcalis y el aluminio.

Las microsílices no producen concretos que estén totalmente libres de ataques químicos, pero pueden ser empleadas para ampliar el campo de los ambientes en los cuales el concreto pueda comportarse satisfactoriamente sin necesidad de una protección superficial. Cuando se emplea las microsílices, la adición de resistencia a los ataques químicos es integral a través de todo el concreto.

ANEXO 3

CONTROL DE LOS ATAQUES EMPLEANDO PUZOLANAS

1.- INTRODUCCION

La presencia de sulfatos contribuye a formar productos expansivos, tales como la etringita, en la matriz del concreto. La expansión volumétrica importante que provoca este compuesto en el concreto ha sido materia de discusión, debido a que, cuando las expansiones son excesivas y no controladas, tiene lugar el fisuramiento y, eventualmente, la destrucción de la estructura.

Esta expansión volumétrica puede generarse por la presencia excesiva de sulfato de calcio en el cemento o de cantidades excesivas de sulfatos disueltos provenientes de fuentes externas, como son el suelo o el agua, que sean capaces de penetrar en la estructura de concreto endurecido.

Se ha intentado explicar los mecanismos de expansión debido a la formación de etringita. Algunos investigadores mencionan que es debido a las reacciones topoquímicas y el crecimiento orientado de los cristales de etringita. Metha y otros consideran que la causa principal de la expansión por sulfatos en el concreto se debe al proceso de hinchamiento, el cual involucra absorción de agua.

Basados en experiencias experimentales disponibles, los investigadores mencionan que mientras que la etringita, en ciertas condiciones, puede expandirse al tomar agua del medio, el hinchamiento de la misma puede ser sólo uno, pero no el único mecanismo de expansión por sulfatos.

Existen otras hipótesis acerca de la expansión por sulfatos tal como la debida a la formación de yeso. En condiciones adecuadas como son altos grados de saturación con respecto a iones de calcio y sulfatos, la formación de yeso da lugar a la expansión. Metha dice que esta reacción se debe a reacciones de intercambio iónico capaces de causar expansión.

El ataque por sulfato de magnesio es generalmente un ataque más severo que el causado por sulfatos alcalinos. En este caso, en presencia de hidróxido de calcio se produce dos nuevos sólidos (yeso e hidróxido de magnesio) que generan esfuerzos contribuyendo a una expansión del material.

Por un lado, la formación de yeso produce etringita, y por el otro, precipita el hidróxido de magnesio disminuyendo el Ph de la fase líquida, lo cual facilita la descomposición de la fase C-S-H y provoca una pérdida de la capacidad de enlace del material.

El uso de materiales suplementarios tales como las puzolanas naturales, las cenizas, las escorias granuladas de alto horno, y las microsílices, mejoran la durabilidad del concreto. En algunos países es muy común el empleo de las puzolanas naturales para producir el cemento portland puzolánico.

Existen diferentes bancos de puzolanas naturales. Los minerales representativos que se han identificado son la oligoclasa y el cuarzo principalmente, además de vidrio en forma de pumicita y líticos volcánicos, especialmente de composición ácido.

Una forma de mejorar la resistencia al ataque de los sulfatos es considerado el uso de cementos Portland Puzolánicos. A continuación examinaremos cuales son los parámetros que tienen influencia en la resistencia a los sulfatos, incluyendo el tipo de puzolana y sus características químicas, la cantidad presente en el cemento y la relación agua cemento en el concreto.

Para estos estudios, los laboratorios requieren el equipamiento necesario para efectuar la prueba estándar para el Cambio de Longitud de Barra de Mortero expuestas al ataque por sulfatos, de acuerdo a la norma ASTM C 1012, así como su comportamiento en el concreto.

Dependiendo de las características de actividad puzolánica, la composición química y el contenido en el cemento de las puzolanas naturales empleadas, es importante determinar cual es su influencia al ataque de

sulfatos para mejorar su resistencia tanto en morteros como en concreto.

2.- MATERIALES EMPLEADOS

En las investigaciones se han empleado cementos portland ASTM Tipos I, II y V y cementos portland puzolánicos con diferentes composición de clinker portland, material puzolánico y cantidad de puzolana. Para elaborar los morteros se empleó arena estándar graduada que cumplía con la norma ASTM C 778.

La actividad puzolánica se determinó de acuerdo con la norma ASTM C 311 y la identificación del material puzolánico se realizó a través de un estudio petrográfico y mediante difracción de rayos X.

El método ASTM C 1012 cubre la determinación del Cambio de Longitud de Barras de Mortero almacenadas en una solución de sulfato de sodio al 5%. Las mezclas de mortero fueron de una parte de cemento y 2.75 partes de arena y una relación agua-cemento de 0.485, utilizándose moldes para barras de 25 x 25 x 285 mm. En el caso de cementos puzolánicos, el contenido de agua se ajustó hasta obtener una fluidez en el mortero de 5% de la obtenida para el cemento portland testigo. Los especímenes se curaron hasta obtener un valor de 20 MPa de resistencia a la compresión en cubos de mortero.

Las mezclas de concreto se prepararon para contenidos de cemento de 350 y 450 kg/m3. Las probetas se curaron durante 30 días, excepto aquellas a las que se les determinó la resistencia a compresión a 7 y 28 días. Posteriormente se sumergieron en una solución al 5% de sulfato de sodio.

3.- RESULTADOS

Las puzolanas empleadas fueron materiales de origen piroclástico, como resultado de erupciones volcánicas exclusivas, en las que los fragmentos, producto de la erupción fueron transportados por aire para ser finalmente depositados en la superficie del suelo o el agua. Una vez depositados como materiales incoherentes fueron naturalmente sometidos a procesos diagenéticos que los llevaron a transformarse en una roca compacta identificada como Toba.

Las tobas empleadas como puzolana tienen como primera característica común una alteración importante en sus constituyentes (piroclastos y matriz) en donde un proceso destacable es la zeolitización, que indica la gran capacidad que tienen los materiales volcánicos para producir esta tranformación diagenética. Los materiales zeolíticos identificados son la clinoptilolina, heulandita y gmelinita. Existe una asociación importante entre la alteración de la matriz vitrea de las tobas con la presencia de un par de especies mineralógicas de origen diagenético de tipo zeolítico, demostrada en pruebas de laboratorio por Sersale.

Por medio del análisis por Difracción de Rayos X ya se han identificado los siguientes constituyentes en las puzolanas naturales: feldespatos, cuarzo, minerales arcillosos del tipo clorita-montmorillonita y zeolitas tales como clinoptilolita, heulandita y gmelinita.

La evaluación de la actividad puzolánica es esencial para clasificar el material como una puzolana. De acuerdo con el ASTM C 618, para utilizarse como adición mineral en el cemento portland, las puzolanas naturales deben cumplir con ciertos requerimientos físicos y químicos. Por ejemplo, la suma de los contenidos de $SiO_2 + Al_2O_3 + Fe_2O_3$ debe ser no menor del 70%. Este requerimiento químico es arbitrario para el propósito de tener una relación directa con las propiedades puzolánicas del material. Por otra parte, es importante verificar el contenido de $SiO_2 + Al_2O_3$ para calificar el carácter ácido del material puzolánico, lo cual subraya el hecho que las fases vitreo-activas generalmente son más ricas en contenidos de sílice y alúmina.

Los principales requerimientos físicos en morteros curados en condiciones especificadas son la actividad puzolánica con cal y con cemento portland. La resistencia a la compresión mínima a 7 días es de 5.4 Mpa para mezclas cal-puzolana o un mínimo de 75% de resistencia a la compresión a 7 y 28 días (comparadas con un testigo) en mezclas cemento portland-puzolana. En este caso, la mayoría de las puzolanas naturales muestran actividad puzolánica con cal, con variaciones entre 4.72 y 6.58 MPa.

La causa primaria del ataque de los sulfatos en los morteros o en el concreto es la reacción entre el C_3A presente en el cemento portland y los

iones sulfatos (SO4 2-) provenientes del medio (suelo, agua), resultando una expansión por la formación de etringita. La formación de yeso, otro producto expansivo, también tiene lugar debido a la reacción con el Ca(OH)2 y los sulfatos. Se han llevado a cabo programas experimentales sobre la resistencia al ataque de sulfatos de los cementos portland-puzolana y morteros de referencia elaborados con cementos portland ASTM Tipo I, II, y V. Estos dos últimos cementos cumplían con las características de moderada y alta resistencia a los sulfatos, si se comparan sus expansiones a seis meses y un año con lo que especifica la Norma ASTM C 1157.

Sin embargo, de acuerdo a lo que recomienda Metha, un cemento portland Tipo V con menos del 5% de C3A es suficiente para resistir el ataque de sulfatos en condiciones moderadas de ataque, es decir, cuando únicamente se consideran las reacciones de formación de etringita, pero cuando las concentraciones de sulfatos son mayores de 1500 ppm, el cemento portland Tipo V puede no ser efectivo contra las reacciones de tipo de intercambio iónico que incolucran la formación de yeso expansivo, especialmente si el contenido de C3S del cemento es alto. En estas condiciones, la experiencia muestra que los cementos que forman poco o nada Ca(OH)2 tienen un mejor comportamiento.

Los morteros a base de cemento portland-puzolana muestran las menores expansiones y, por lo tanto, mayor resistencia al ataque de sulfatos a 26, 52 y 78 semanas.

4.- PRUEBAS

En trabajos de investigación a largo plazo, efectuados en laboratorios mexicanos, se ha encontrado, en especimenes de concreto expuestos a una solución de sulfato de sodio al 5% durante 27 meses, que los especímenes elaborados con cemento portland Tipo I y un contenido de 350 kg/m3 sufrieron a los 10 meses un deterioro inicial en su parte superior, provocando su degradación. No obstante a dicha edad, el concreto con un contenido de 450 kg/cm2, aún se encontraba en buenas condiciones.

Los especimemes de concreto elaborados con cemento Tipo V y consumos de cemento de 350 y 450 kg/m3 expuestos a soluciones de sulfatos

durante 10 meses, no presentan deterioro alguno y se notan en buenas condiciones. Cuando se empleó puzolana los especímenes no presentaron ningún deterioro y estaban en buenas condiciones.

A los 27 meses de inmersión en la solución de sulfatos se observó grandes diferencias en las características de los especímenes de concreto. No se presentó, al emplear cemento puzolánico, ninguna clase de deterioro, siendo notable el buen estado en que se encontraban.

5.- CONCLUSIONES EN EL CEMENTO

Las principales conclusiones a las que puede llegarse cuando se emplea adiciones puzolanicas, son las siguientes:

a) **El principal hallazgo de los estudios efectuados es la sustancial resistencia a los sulfatos que presentan los cementos portland-puzolana tanto con clinker portland Tipo I y V. Ello se debe a que las puzolanas muestran una alta actividad puzolánica e incrementan la resistencia al ataque de sulfatos cuando se añaden como aditivo mineral.**

b) **Los cementos portland-puzolana que contienen clinker con bajo contenido de C3A (<3%) o alto (>10%) y puzolanas con alta actividad puzolánica tienen una mejor resistencia a los sulfatos que la que presenta un cemento portland Tipo V, aún después de 52 semanas de exposición en la solución de sulfato de sodio al 5%.**

c) **Los cementos puzolánicos con mejor resistencia a los sulfatos son aquellos que contienen puzolanas con bajo contenido de alúmina (entre 11.6 y 14.7%) y una alta actividad puzolánica, mayor de 5.4 MPa, que aquellos que contienen puzolanas con contenidos de alúmina mayor del 16%.**

d) **Los cementos puzolánicos que contienen clinker de bajo contenido de C3A y una puzolana con alta actividad puzolánica son más efectivos para incrementar la resistencia al ataque de sulfatos, reduciéndose notablemente la expansión, aún si contienen 14% de puzolana.**

e) **Los cementos puzolánicos con clinker de alto contenido de C3A (>10%) y con puzolanas con actividad puzolánica menor de 5.4 MPa tienen una moderada resistencia a los sulfatos.**

6.- CONCLUSIONES EN EL CONCRETO

a) **La resistencia al ataque de sulfatos se incrementa en gran medida al emplear en el concreto un cemento puzolánico que contenga una puzolana natural con alta actividad puzolánica.**

b) **Es importante considerar que, al disminuir la relación agua-cemento, es posible reducir el deterioro por ataque de sulfatos al concreto.**

c) **Se piensa que el incremento en la resistencia al ataque de sulfatos en el concreto y en los morteros por el uso de cementos puzolánicos se debe principalmente a las siguientes razones:**

1) **Disminución en el contenido de C3A en el cemento por dilución del contenido de clinker en el cemento puzolánico.**
2) **Disminución del hidróxido de calcio, producto de las reacciones de hidratación de las fases silicato, al reaccionar con la puzolana presente. disminuyendo por lo tanto el contenido de cal y, por ende, la formación de yeso como resultado de reacciones de intercambio iónico en la matriz de concreto o del mortero con la solución de sulfatos.**

d) **El empleo de cementos puzolánicos con puzolanas de buena calidad disminuye la permeabilidad del concreto y, por lo tanto, el ingreso o la penetración de los iones de sulfato.**

CAPITULO 7

ATAQUES BIOLOGICOS

1.- ALCANCE

Aunque la contaminación atmosférica es un importante factor de deterioro del concreto, la actividad biológica juega un importante papel debido a sus interacciones con el material. La presencia de organismos y microrganismos de origen vegetal o animal sobre las estructuras de concreto, no solamente puede afectar el confort ambiental y la estética de las construcciones, sino que también puede producir una gran variedad de daños y defectos de caracter físico, mecánico, químico o biológico.

Lo anterior permite identificar cuatro tipos de procesos de degradación ambiental: biofísico, biomecánico, bioquímico, y biológico propiamente dicho. Los dos primeros, afectan principalmente la permeabilidad, la resistencia y la rigidez del concreto; mientras que los dos segundos, provocan la transformación de los compuestos del cemento endurecido y/o los agregados del concreto.

A manera de ejemplo, la vegetación situada sobre una estructura puede retener agua sobre la superficie del concreto, conduciendo a la saturación del material y por lo tanto a causar daños físicos por acción de ciclos de humedecimiento y secado o daños por congelación y deshielo. Esa misma vegetación, también puede causar daños mecánicos por penetración de las raíces de plantas arbustos y árboles, a través de juntas, fisuras y puntos débiles, que al crecer generan fuerzas de expansión que incrementan la fisuración y deterioro.

Además, durante el cumplimiento del ciclo de vida de esa vegetación se producen sustancias que pueden causar ataques químicos al concreto (pe. ácidos tánico, ácidos húmicos, sales, u otros). Pero también, puede ocurrir un deterioro del concreto por acciones biológicas o microbiológicas como consecuencia de la asimilación de compuestos del propio material o por la excreción de productos agresivos (metabolitos ácidos), que causan la disolución de la pasta.

Del mismo modo los organismos y microorganismos de origen animal, pueden afectar la superficie y el interior de la masa de concreto, por acciones físicas (p.e. cambios de humedad que causan manchas y cambios de color); por acciones mecánicas (sobrecargas por la presencia de inscrustaciones y capas de colonias establecidas); por acciones químicas (agresión química por fluídos orgánicos como la sangre, los jugos gastricos, los lixiviados de descomposición, u otros; o materiales excretados como el estiercol o la orina); o por acciones biológicas o microbiológicas (p.e. bacterias que consumen algunos compuestos del concreto).

Por lo anterior, el deterioro de origen biológico debe ser identificado, estudiado, prevenido y tratado, con la misma importancia que cualquiera de los otros mecanismos de daño que se han estudiado hasta el momento. Sin embargo, la patología moderna del concreto tiende a asociar este tipo de deterioro más con la accción de los microorganismos que de los organismos. Por ello se definirán algunos conceptos básicos como biorreceptividad, biocapa, biodeterioro y biocorrosión. Se clasificarán los microorganismos según su origen, y finalmente, se hará referencia a los diferentes tipos de ataque biológico; mecanismos de acción, ciclo de azufre, biocorrosión de materiales metálicos y biodegradación de hidrocarburos.

2.- CONCEPTO DE BIORRECEPTIVIDAD

La biorreceptividad del concreto hace referencia al estudio de aquellas propiedades del concreto que contribuyen a favorecer la colonización, establecimiento y desarrollo de microorganismos de origen animal o de origen vegetal, y que afectan su durabilidad como material de una construcción. Pero además, para que la biorreceptividad del concreto funcione, se requieren cuatro condiciones; presencia de agua, disponibilidad de nutrientes, condiciones ambientales apropiadas, y superficie de colonización.

Todas las formas conocidas de vida en la tierra, necesitan de agua para crecer y reproducirse. De manera que, para que haya deterioro biológico se requiere agua; y ésta puede proceder de fuentes externas (humedad relativa del medio ambiente) o estar presente en los poros del concreto (humedad relativa efectiva)

Los microorganismos forman colonias donde hay fuentes disponibles de nutrientes. El medio ambiente puede ser una fuente, las sustancias que se depositan o impregnan la superficie del concreto pueden ser otra fuente, y el mismo concreto puede constituirse también en una fuente de alimentación.

El medio ambiente contiene muchos gases y particulas que pueden servir como alimento de diferentes microorganismos. Por ejemplo, las bacterias autotróficas se alimentan del CO2 atmosférico. También muchos contaminantes del aire o del suelo, como los hidrocarburos.

Por otra parte, las estructuras que se encuentran relacionadas con la industria de la alimentación, sistemas de tratamiento de aguas residuales, procesamiento de materiales de origen orgánico, transporte de hidrocarburos, etc., son estructuras que favorecen la presencia de agua, nutrientes y posiblemente temperaturas confortables para la proliferación de microorganismos.

Aunque el microclima que rodea la superficie del concreto, es determinante para el desarrollo de microorganismos, hay ciertos generos que pueden sobrevivir por largos períodos en condiciones muy adversas. Por ejemplo, la presencia de oxígeno no siempre es necesaria o determinante, pues las bacterias anaeróbicas viven con concentraciones de oxígeno inferiores a 0,1 mg/l; mientras que las aeróbicas lo hacen con concentraciones de oxígeno superiores a 1 gr/l.

Los valores de pH proximos a 7 (neutro) y un intervalo de temperatura entre 20C y 35C favorecen sustancialmente la multiplicación, crecimiento y desarrollo de colonias de microrganismos. Pero, los microrganismos, también pueden cambiar el microclima alterando el pH, la concentración de oxígeno, favoreciendo la acumulación y mantenimiento de cierto nivel de humedad y/o desarrollando y manteniendo cierto nivel de temperatura, entre otros, con el objeto de posibilitar el desarrollo de otros microrganismos y trayendo como consecuencia ciclos de colonización y deterioro.

Para que se establezcan los asentamientos y colonias de microrganismos sobre la superficie del concreto, deben establecerse unos

mecanismos de fijación, y ellos se dan en virtud de la textura que ofrece la superficie de anclaje. Usualmente las texturas rugosas y porosas ofrecen mejores condiciones para el asentamiento porque favorecen la retención de agua y el crecimiento del microorganismo invasor; aunque para algunas superficies lisas y densas también pueden servir como superficie de invasión.

En general, se ha demostrado que el mortero es más bioreceptivo que el concreto, probablemente su composición tenga alguna influencia.

De otra parte, las estructuras que se encuentran relacionadas con la industria de la alimentación, sistemas de tratamiento de aguas residuales, procesamiento de materiales de origen orgánico, transporte de hidrocarburos, etc. son estructuras que favorecen la presencia de agua, nutrientes y posiblemente temperaturas conformables para la proliferación de microorganismos.

3.- DEFINICION DE BIOCAPA

La capa biológica o biocapa se puede definir como la película o costra que se forma sobre la superficie de concretos y morteros, como consecuencia del asentamiento y presencia de microorganismos con actividad metabólica; cuyo ciclo de vida también favorece la formación y espesor de la biocapa (por excreción de sustancias como polisacáridos y productos ácidos), y por la descomposición de microorganismos muertos.

La biocapa se caracteriza por ser una masa de consistencia gelatinosa o mucilaginosa, de coloración variada (manchas con diversas pátinas de color verde, marrón o negro) según la presencia o ausencia de oxígeno. De acuerdo con los investigadores, la biocapa sobre concretos o morteros puede formarse desarrollando la siguiente secuencia:

- **a) Fijación de los microorganismos en la superficie del material húmedo y su probable interacción con las molecúlas orgánicas previamente adheridas a la superficie.**
- **b) Absorción de agua y nutrientes, con rápida reproducción de los microorganismos.**

c) **Excreción de productos que alteran químicamente el entorno.**

d) **Muerte y descomposición de microorganismos que sirven de alimento o como masa de relleno de la biocapa.**

e) **Como resultado de la alteración del entorno y/o la descomposición de los microorganismos muertos, se pueden desarrollar nuevas y diferentes especies y géneros que poseen distintas necesidades de oxígeno y abultan la biocapa.**

f) **Adicionalmente, por la presencia de humedad, se pueden atrapar partículas de polvo, polen, esporas, partículas de carbón, u otras, procedentes del medio ambiente, que pueden servir como nutriente o como ingrediente adicional de cultivo para engrosar la biocapa. A veces, lo anterior da lugar a una costra de pàtina dura, difícil de remover.**

En ocasiones, la biocapa puede llegar a tener un espesor significativo de tierra acumulada (humus), favoreciendo la retención de agua y nutriente que pueden permitir el crecimiento de organismos más grandes, como vegetación.

4.- MECANISMOS DE DETERIORO BIOLOGICO

Entre los mecanismos de deterioro biológico del concreto, están el biodeterioro del concreto, la biodegradación de hidrocarburos y la biocorrosión de los metales.

El deterioro microbiológico o BIODETERIORO del concreto, consiste en el ataque de micoorganismos que causan disolución de los componentes cementantes o de los agregados del concreto, como consecuencia de la acción de metabolismos ácidos. El biodeterioro puede ocurrir a través de la asimilación de los compuestos minerales del concreto o por la excreción de productos agresivos, durante su reproducción, tales como ácidos inorgánicos (p.e. ácido sulfúrico) o ácidos orgánicos (p.e. ácido acético, cítrico, oxálico o húmico, entre otros). Los mecanismos de acción degradante se pueden apreciar en la Tabla 7.1

La fuga de hidrocarburos derivados del petróleo (compuestos orgánicos formados solamente por hidrógeno y carbono) y su infiltración en

sistemas acuíferos es un problema que sucede con alguna frecuencia. Cuando un hidrocarburo entra en contacto con el agua, éste se disuelve parcialmente y la contamina. Los contaminantes más habituales son el benceno, etil benceno, tolueno y xileno.

La mayoría de los acuíferos contienen microorganismos con capacidad metabólica para oxidar hidrocarburos y por su acción, los hidrocarburos se pueden degradar en condiciones aeróbicas y anaeróbicas. La biodegradación de algunos hidrocarburos, por la acción de ciertos microorganismos aeróbicos, es consecuencia de una reacción de oxireducción, en la cual se producen dióxido de carbono, metano, sales inorgánicas, hierro reducido y agua. En una biodegradación anaeróbica de benceno y tolueno, principalmente se pueden producir altas concentraciones de ácidos orgánicos (sobre todo ácido acético). Si los hidrocarburos o los productos de su biodegradación entran en contacto con el concreto, pueden ocurrir agresiones significativas de carácter químico y/o biológico.

La corrosión microbiológica o BIOCORROSION se aplica a los metales cuando existe evidencia de fenomenos de naturaleza electroquímica, que están relacionados con la presencia y participación de microorganismos locales. En estos casos se ha identificado el SO4H2 de origen biológico, como el principal agente de la biocorrosión del acero de refuerzo y de algunos fenómenos de biodeterioro del concreto.

5.- CLASIFICACION Y ACCION DE LOS MICROORGANISMOS.

Entre los microorganismos que fomentan el deterioro microbiológico del concreto, se pueden distinguir géneros y especies principalmente de origen vegetal. Entre ella, se encuentran las bacterias, los hongos, las algas, los líquenes, el musgo, y los perforadores de roca.

5.1.- BACTERIAS

En general, las bacterias son microorganismos cuyo tamaño es del orden de una micra o menos y están constituídas por una sola célula rudimentaria. Algunas son patógenas para los seres vivos del reino animal y otras no. Según su forma se distinguen en cocos, bacilos,vibrios y espirilos.

Ademas pueden ser aerobicas (si utilizan el oxigeno para sus procesos vitales) o anaerobicas (si necesitan un ambiente carente de oxigeno). Como bacterias dañinas para el concreto, en virtud de los procesos químicos que se derivan de su metabolismo, se distinguen las siguientes:

5.1.1.- BACTERIAS HETEROTROFICAS

Son bacterias que necesitan compuestos de carbono mas complejos que el CO2 atmosférico para su metabolismo y usualmente el producto de su metabolismo son ácidos orgánicos. Entre ellas, se encuentran las sulfobacterias y las nitrobacterias. Las primeras, son bacterias que oxidan el azufre a sulfato, el cual al combinarse con la pasta de cemento de un concreto, forman el sulfato de calcio, con el consecuente daño por ataque de sulfatos. Las segundas son bacterias que transforman el amoniaco presente en la atmósfera en nitritos y nitratos que se combinan con la pasta de cemento para formar nitrato de calcio, con el consecuente ataque de sales.

5.1.2.- BACTERIAS SULFO-OXIDANTES

Algunas bacterias (Tiobacterias) producen oxidación de uno o más compuestos reducidos del azufre (incluyendo sulfuro, azufre elemental, tiosulfato, politionato y tiocinato), y dan lugar a la formación de sulfatos. Estas por necesitar oxigeno (bacterias aerobicas) para sus procesos vitales, causan oxidación del anhidrido sulfúrico (H2S), transformándolo en ácido sulfúrico (SO4H2), aunque también producen ácido acético, sulfatos, azufre, sulfitos y politíonatos. La temperatura óptima para su crecimiento está en el rango de 20 à 43°C, con pH que puede variar entre 2,0 (Thiobacillus Tiooxydans) y 8,0 (Thiobacillus Thioparus). Una de las bacterias más eficientes en la oxidación del azufre, es el Thiobacillus Thiooxydans que resiste ambientes extremadamente ácidos.

5.1.3.- BACTERIAS SULFO-REDUCTORAS

Son bacterias que reducen los sulfatos existentes en las aguas y los transforman en sulfuros de hidrogeno y gas sulfúrico (H2S), que causa biocorrosión en el acero de refuerzo. Estas, son bacterias anaeróbicas. La temperatura optima para su crecimiento esta en el rango de 25° a 44° C con pH

que puede variar entre 5,5 y 9,0, siendo el optimo un pH casi neutro de 7,2

5.1.4.- ATAQUES AL CONCRETO

Se han efectuado, por diversos investigadores, estudios para determinar la acción de las bacterias sobre el concreto en circunstancias diferentes a la acción que se produce en los desagues o en los procesos de descomposición de comidas por fermentación. Kriss ha encontrado en estructuras de concreto bacterias capaces de producir amonio, hidrógeno sulfurado, nitrógeno, ácido cítrico y ácido butírico. Igualmente, se ha encontrado grandes concentraciones de bacterias bajo plantas que crecen en el concreto.

Bajo condiciones de laboratorio se ha observado la corrosión de especímenes de concreto expuestos a cultivos de diversas bacterias. Igualmente se ha reportado corrosión biológica del concreto en casos que no involucran desagues domésticos o fermentaciones.

La bacteria anaeróbica "desulvidrio desulfuricans" y otras, actuando bajo condiciones determinadas, son capaces de liberar H2S de los sulfatos y otras sustancias que contienen sulfuros; y otra bacteria del grupo de los Tiobacilos puede oxidar el H2S a ácido sulfúrico.

En general, excepto en el caso de desagues, el ataque por bacterias no es usual, debiendo aplicarse las medidas de control ya indicadas para desagues.

5.2.- HONGOS

Los hongos, constituyen un grupo de plantas orgánicas las cuales tienen un rol importante en la naturaleza al destruir los remanentes de animales y vegetales.

Entre los microorganismos vegetales, se encuentran en primera instancia los hongos de superficie, que son capaces de crecer en condiciones anaeróbicas y con cantidades de agua inferior a la necesaria para el crecimiento de bacterias. Sin embargo, pueden sobrevivir en agua o en la

tierra, siempre y cuando exista presencia de materia orgánica.

La mayor parte del material biológico que se encuentra en suspensión en la atmósfera son esporas de hongos. Las especies que se encuentran en el aire y su concentración, dependen de la temperatura, el régimen de lluvias, los vientos dominantes, la estacionalidad del clima y las variaciones de claridad y oscuridad. Los hongos que se encuentran en el suelo, usualmente se desarrollan mejor en ambientes húmedos y abarcan especies de los géneros Aspergillus y Penicillium. De acuerdo con la clasificación taxonómica, los hongos de superficie pertenecen a la categoria "fungi" dentro de los cuales los más comunes son los hongos simples, los mohos, los fermentos y las levaduras.

Se estima que hay aproximadamente unas 80,000 especies diferentes de hongos y por ello su forma y tamaño pueden ser muy variados. Por lo tanto, los hongos encontrados en un determinado ambiente pueden ser muy diferentes en tipo y número de aquellos encontrados en otro ambiente. Los hongos son de los organismos que más rápidamente proliferan y algunos de ellos producen hasta cinco tipos de esporas.

En general, los hongos son vegetales inferiores, cuyo cuerpo (talo), puede ser unicelular o estar formado por filamentos microscópicos llamados hifas, que absorben los nutrientes y además se entrelazan para formar un entramado llamado micelio. Son organismos carentes de clorofila y por lo tanto heterotrofos (no sintetizan sus propios nutrientes), obligados a vivir sobre materia orgánicas en descomposición, como parásitos a expensas de organismos vivos, o en simbiosis con algas.

En cuanto a nutrientes inorgánicos, los hongos requieren fósforo, nitrógeno, cloro, magnesio y calcio; y además, pueden utilizar como fuente de carbono los aceites diesel o los hidrocarburos volátiles. Con relación a la temperatura de supervivencia, el intervalo más adecuado varía entre 25°C y 30°C. Sin embargo hay hongos que pueden vivir a bajas temperaturas y también a altas temperaturas.

Un aspecto importante de los hongos de superficie, es que durante su crecimiento pueden causar daños mecánicos por acción de las hifas que

penetran la microestructura del concreto, y alteraciones químicas debidas al desprendimiento de ácidos orgánicos e inorgánicos y otras sustancias químicas que producen. Las características más evidentes y notorias de su presencia en una superficie de concreto son:

- **.- La formación de manchas de coloración macromorfólica diferente (verdes rosáceos y ceniza oscuro)**
- **.- Desagradable olor a moho que impregna el medio ambiente.**

Los hongos se presentan en forma de bandas de expansión sobre las superficies interiores de concretos, especialmente los pisos. Janczewski ha reportado casos de daño considerable al revestimiento de túneles de concreto, debido a la acción de los hongos "Merelius Lacrymans y Poria Vaporia".

El ataque es debido fundamentalmente al pH resultante, habiéndose encontrado que la acidez de los fluídos tomados del hongo fresco da un pH de 1.9 para el "Poria Vaporia" y de 2.8 para el "Merulius Lacrymans". Los fluídos provenientes del "Poria Vaporia" contenían ácidos orgánicos, incluyendo ácidos cítrico y oxálico. Ambos hongos pueden penetrar en el concreto 30 mm en un período de 3 á 4 meses.

Los que pueden infectar los encofrados de un concreto cuyo revestimiento es medianamente impermeable, tienen aire insuficiente para su desarrollo. Al buscar aire, los hongos ingresan al revestimiento del concreto y esta acción produce cantidades importantes de ácido, el cual disuelve la pasta de recubrimiento y permite que se alcance la cara interior del concreto afectándolo seriamente en profundidad. Se recomienda fungicidas que contengan arseniato de mercurio como medio para combatir los hongos.

Se ha reportado la infección de los encofrados de madera con el hongo "Merillus Lacrymand" como una causa del retardo en el fraguado del concreto y otros daños.

Independiente de todo lo anteriormente expresado, los reportes sobre daños al concreto por acción de los hongos son escasos.

5.3.- ALGAS, LIQUENES Y MUSGOS

Las algas son plantas celulares acuáticas provistas de clorofila, con tallos de figura de cintas, filamentos o ramificaciones, sostenidas por una base común. Los líquenes son organismos vegetales que resultan de la simbiosis de un alga y un hongo. El hongo cede al alga el agua y sustancias minerales, y toma de ésta las sustancias orgánicas. El musgo es una planta briofita, con hojas provistas de pelos rizoides, de textura blanda, de forma no muy definida y altura limitada, que crece en lugares sombríos sobre la corteza de los árboles, las piedras y materiales de construcción como el concreto.

Las algas, los líquenes y el musgo, generalmente se asocian a ecosistemas acuáticos, pero también se encuentran en medios terrestres, donde el agua se retiene o la evaporación se atenúa por estar al abrigo del viento o la luz solar. Por tanto, la humedad del sustrato de invasión es crucial para la invasión. Su crecimiento no es uniforme y frecuentemente forman manchas en las superficies donde se desarrollan.

Las algas usualmente captan calcio y magnesio de la pasta de cemento y los incorporan al ciclo de su metabolismo, esto causa la formación de pequeñas cavidades o perforaciones sobre la superficie colonizada.

El crecimiento de líquenes se fundamenta en la simbiosis descrita entre algas y hongos, y esta unión permite a las dos partes vivir en los medios más inhospitos (regiones polares, anfinas, desérticas, etc) haciéndolas resistentes a la desecación y a temperaturas extremas, desarrollando larga vida con baja tasa de crecimiento, y siendo muy eficientes en la acumulación de nutrientes de su ambiente. Sin embargo, muy pocos líquenes se encuentran en las áreas urbanas, ya que son muy sensibles a la contaminación atmosférica, en particular al dióxido de sulfuro.

Las superficies de concretos y morteros colonizadas por líquenes, usualmente se encuentran fuertemente alteradas, mostrando abundantes perforaciones (microperforaciones con diámetros de 0,5 á 10 micras; y mesoperforaciones con diámetros visibles de 0,1 a 0,5 mm) evidentes después de la muerte y desaparición del talo liquénico. Hay casos en los que la hila del talo, se ha encontrado a profundidades de 5 mm o más, sobre todo en fisuras o planos de falla con más de 10 mm de profundidad.

El musgo, a diferencia de los anteriores, obtiene el agua y los nutrientes a partir de la atmósfera saturada, ya que carece de raíces verdaderas, pues los rizoides son apéndices que ayudan a fijar la planta, pero que no absorven ni agua ni nutrientes del sustrato de anclaje. Estos, también son sensibles al dióxido de sulfuro de la atmósfera. En algunos casos se ha constatado que los rizoides penetran el concreto o el mortero hasta 10 mm y ocasionan una abundante red de filamentos distribuida en el interior de la masa, causando fisuras y grietas, facilitando el acceso del agua y sustancias agresivas.

Además, el ciclo de vida del musgo favorece la presencia de materia orgánica en el sustrato; lo cual a su vez, fomenta el desarrollo de microorganismos heterótrofos (bacterias), produciendo humus para el posterior crecimiento de plantas vasculares.

5.4.- PERFORADORES DE ROCA

Se han identificado moluscos perforadores de roca denominados perforadores marinos, de los cuales la principal familia son los Pholads (Pholadidae), unos moluscos bivalvos del orden de los Eulamellibranchia, que comprenden a los picamuelles y otros perforadores. Se ha reportado que estos moluscos son capaces de perforar y dañar el concreto.

Wakeman ha estudiado tres aspectos que son interesantes en este tema:

a) La presencia y extensión del problema en estructuras portuarias.
b) El peligro de los perforadores marinos para las estructuras de concreto sumergidas; y
c) El mecanismo mediante el cual los moluscos perforan agujeros en las formaciones rocosas.

Las investigaciones han demostrado que no existe evidencia que los moluscos perforadores de roca puedan dañar un concreto de calidad estructural, pero si los morteros de baja calidad utilizados como revestimiento de pilotes o pontones. En estos casos la perforación en el agregado grueso no fue mayor de 5 mm y se efectuó en el material más blando.

En la actualidad se considera que en el proceso de perforación no intervienen los ácidos, los cuales podrían disolver las cubiertas calcáreas de los Pholads, sino que es puramente mecánico actuando las conchas en forma de sierra como un raspador y siendo reemplazadas cuando ellas se gastan. Igualmente se ha determinado que los perforadores marinos no son una amenaza para un buen concreto de calidad estructural.

CAPITULO 8

ATAQUES POR CONGELACION

1. INTRODUCCION

El agua al penetrar al concreto por absorción y congelarse en los poros capilares de la pasta, pasa en ésta a hielo con aumento de volumen en un 9% y generación de presiones., con el resultado que los esfuerzos producidos por éstas, al exceder la resistencia a la tensión de la pasta o el agregado, generan agrietamiento y, en muchos casos, deterioro de la pasta en un proceso que puede, por ciclos sucesivos, tornarse dañino por renovación del medio agresivo, pudiendo llegarse a destrucción parcial o total del concreto.

El control de dichos esfuerzos se logra creando en la mezcla espacios en los cuales el agua pueda congelarse y aumentar de volumen sin causar daños. Ello puede obtenerse mediante la incorporación de aire a la mezcla. Este actúa como un conjunto de burbujas no interconectadas que permiten la congelación y la mitigación del agua, aliviando las presiones hidráulica y osmótica. Adicionalmente el control puede lograrse mediante la reducción en el tamaño y número de los poros capilares por incremento del hidróxido de calcio en forma de tobermorita, incremento de la impermeabilidad al sellarse los poros capilares total o parcialmente, reducción en el contenido de agua, o presencia de adiciones que al formar gel contribuyen a la disminución de ésta.

Antes del siglo XX los estudios e investigaciones sobre el concreto expuesto a procesos de congelamiento y descongelamiento se preocuparon sobre la degradación de la pasta de cemento y del agregado y el comportamiento de estos cuando estaban expuestos a procesos de congelación y deshielo.

En el siglo XX a finales de la década de los 30 se efectuaron, en los Estados Unidos , investigaciones orientadas a obtener concretos resistentes a las bajas temperaturas. Estas dieron como resultado numerosas recomendaciones publicadas por el ACI al partir de Junio de 1940, en las que se estableció relaciones agua-cemento máximas para diferentes tipos de construcción y condiciones de exposición. Algunas de estas recomendaciones iniciales se encuentran aún plenamente vigentes y son aceptadas como criterios para producir concretos durables.

El descubrimiento de los efectos positivos de la incorporación de aire en el concreto fue el resultado de un esfuerzo conjunto de diversas entidades. Uno de los primeros artículos sobre el tema fue el de Swayze en 1941. A pesar de que éste reportó que adiciones al cemento de materiales orgánicos, como aceites minerales, grasas animales o vegetales, o resinas naturales, resultaban en concretos de mayor durabilidad, trabajabilidad, y reducción en la exudación, no se menciona el aire incorporado, posiblemente porque la resistencia en compresión se redujo en el orden del 5% por cada 1% de aire incorporado, aunque se pudo apreciar un incremento en la resistencia a la congelación y deshielo. Posteriores investigaciones confirmaron que el aire incorporado en el concreto proporciona protección contra el congelamiento y descongelamíento, aunque tiende a disminuir la resistencia.

Desde el descubrimiento de la importancia de la presencia del aire incorporado y su influencia sobre el comportamiento del concreto expuesto al congelamiento y descongelamiento, las investigaciones posteriores han permitido introducir nuevas consideraciones en la influencia del aire incorporado en las propiedades del concreto al estado fresco y endurecido. Estableciéndose que en concretos húmedos sujetos a temperaturas menores de 4C, puede presentarse agrietamiento debido a la presión interna que se desarrolla en los poros capilares de la pasta como resultado del paso del agua a hielo, con un aumento de volumen del orden del 9%, durante el proceso de congelación de ésta en aquellos.

En la actualidad se acepta que el concreto debe ser producido para resistir procesos de deterioro por congelación y deshielo y que una de las formas es empleando aire incorporado en una pasta de alta calidad y agregados durables. Igualmente se acepta que si no se toman las medidas adecuadas, los esfuerzos producidos por el agua al cambiar del estado líquido al sólido pueden dar lugar a agrietamiento y deterioro de la pasta.

2. IMPORTANCIA DEL GRADO DE SATURACION

Todo concreto al secarse se contrae y la pasta puede reabsorver sólo el 95% del agua que originalmente era capaz de contener. Si al concreto se le elimina el aire de sus poros y luego se le satura él tiende a disgregarse rápidamente al sólo resistir el 95% de los ciclos de congelación que inicialmente podía tomar.

El concreto totalmente saturado no es capaz de resistir las presiones que se desarrollan cuando el agua congela en los poros capilares. Si los concretos aparentemente saturados no fallan en la primera congelación, es evidente que no están totalmente saturados y tienen en la pasta suficientes espacios como para acomodar la expansión que acompaña a la congelación.

La importancia del grado de saturación y su relación con el deterioro del concreto fue primero estudiada por Zeitung. El método de ensayo consistió en exponer los especimenes saturados en agua a una temperatura de -15` C y después permitirles descongelarse, repitiendo el procedimiento hasta que se notaran defectos o hasta después de 24 repeticiones, momento en que se aceptó que la resistencia de los especímenes era suficiente para sufrir modificaciones de temperatura sin daño en el concreto.

Hirshwald objetó el procedimiento aduciendo que el agua se expande un décimo de su volumen cuando cambia a hielo. Cuando los poros de la roca están uniformemente llenos con agua hasta los nueve décimos, los resultados del congelamiento podrían no someter los poros a presiones excesivas, de tal manera que la roca permanecería invariable, independientemente de la acción del congelamiento.

A partir de la tesis enunciada, Hirswald sostiene que sólo cuando la saturación es mayor a los nueve décimos el hielo formado por congelación del agua no tiene suficiente espacio para expandirse, por lo que se producen tensiones y como consecuencia grietas. El sostiene que las rocas completamente saturadas sufren daños frente a la acción de congelación sin importar su resistencia, mientras que las rocas no saturadas resisten esta acción aún cuando su resistencia sea baja, indicando que el ensayo comúnmente aceptado de exponer especímenes completamente saturados es muy estricto para materiales que no son nunca saturados por acción de la naturaleza, dando lugar a que un material apropiado para otros usos pueda ser eliminado como no resistente al congelamiento.

Como una de sus conclusiones, igualmente afirma que el concreto puede tomar muchos ciclos de congelación y deshielo sin desintegrase, si su contenido inicial de agua es menor del 90%; y sufrirá poco o ningún daño si el grado de saturación está por debajo del 80%.

Posteriormente se ha descubierto que, adicionalmente a lo indicado, el grado de saturación tiene influencia sobre la temperatura que permite la formación de hielo en el concreto. El punto de congelación está ligeramente por debajo de O°C para concretos casi o totalmente saturados; siendo la temperatura a la cual se congela el agua en los capilares más finos progresivamente menor conforme la saturación se reduce. Ello debido a que la tensión superficial en estos capilares mantiene el agua en un estado de esfuerzo y reduce su punto de congelación.

3.- MECANISMO DE DESINTEGRACION

Aceptada la teoría que explica la influencia del grado de saturación, se puede llegar a las siguientes conclusiones referidas al mecanismo de desintegración:

a) **El deterioro del concreto expuesto a congelamiento es causado por la expansión del agua al congelarse en el sistema de vacíos de la pasta o los agregados del concreto. El congelamiento puede dañar sólo la pasta, o, inversamente, dañar el agregado mientras que la pasta es dañada solo indirectamente.**

b) **El concreto sujeto a congelación puede mostrar cambios en peso o apariencia sin grandes pérdidas de resistencia; o sufrir hinchazón y descascaramiento de la superficie con pequeña pérdida de la resistencia o experimentar ambos efectos.**

c) **El concreto puede ser dañado por congelación. aún si su grado de saturación está por debajo del valor crítico del 90%. Ello ocurre si el agua presente en los grandes espacios cercanos a la superficie se congela, en tanto que el agua no congelada presente en los pequeños capilares es desplazada, por acción mecánica de la expansión del agua congelada, hacia el interior menos saturado.**

d) **Si el agua es libre de moverse sin resistencia no se desarrollará presión hidráulica; pero si ella es obligada a desplazarse a través de un gel finamente poroso se desarrollará presión de agua en los poros capilares. Si la congelación en los poros es lo suficientemente rápida esta presión puede ser lo suficientemente alta para exceder la resistencia del mortero y causar daños en el concreto.**

e) **Si se presentan ciclos de congelación repetidos, el concreto absorverá agua, la que por congelación de la superficie, será empujada hacia el interior. Conforme el espesor de la región**

saturada se incrementa aumenta la resistencia al desplazamiento del agua fuera de y hacia la región de bajo contenido de agua. Cuando la región saturada adquiere suficiente espesor, la presión hidráulica será mayor que la resistencia a la tensión del material y causará desintegración, descascaramiento y destrucción del concreto.

f) **En un concreto uniforme y no totalmente saturado al inicio del proceso de congelación, no se producirá descascaramiento o destruccíón salvo que el concreto absorva agua en suficiente cantidad para saturar la región superficial a un valor crítico.**

g) **La magnitud de la presión que se genera en los poros capilares debido al proceso de congelación depende de la permeabilidad de la pasta, la velocidad de congelación del agua y el volumen de ésta en la superficie de congelación. Cuanto más baja la permeabilidad del concreto más alta la presión generada en los poros, aunque en la práctica ello se compensa por la baja absorción de los concretos ricos que nunca están totalmente saturados aún después de humedecimiento prolongado.**

h) **En zonas de baja temperatura el concreto puede estar expuesto a humedecimiento y secado así como a congelación y deshielo. Un concreto denso e impermeable estará menos saturado que un concreto pobre el cual tiene bastante más posibilidades de absorver agua rápidamente. Si la baja permeabilidad es debida a la riqueza de la mezcla, el proceso de hidratación del cemento dejará muy poca agua disponible en el concreto.**

i) **Los daños por congelación son función del grado de saturación del concreto, dando lugar a que la presión en los poros, generada en el agua no congelada por expansión durante la formación de hielo, fuerze a ésta hacia los poros menores.**

Como conclusión puede indicarse que conforme es mayor el número de burbujas de aire incorporado menor será el daño debido a congelación del agua en ellos y cuanto más juntos estén menor será la presión a la que estarán sometidos. Esta conclusión permite deducir la importancia de la superficie específica y el factor de espaciamiento de las burbujas de aire.

Sin embargo es necesario limitar el porcentaje de burbujas de aire dado que la resistencia del concreto es afectada por su porosidad. La resistencia máxima a congelación se obtendrá si el tamaño promedio de las burbujas es pequeño, a fin que exista un gran número de ellas estrechamente espaciadas. Ello sólo es posible por la adición a la mezcla de un aditivo el cual incorpore un porcentaje dado de aire y produzca un gran número de pequeñas burbujas.

4.- CONGELACION DEL AGUA EN LA PASTA

Power efectuó, entre 1933 y 1961, experiencias sobre la acción de congelación del concreto en un intento de desarrollar hipótesis que explicaran el mecanismo de las causas y consecuencias de la congelación del agua en el concreto. De sus estudios pudo establecerse que si el concreto se congela en estado fresco puede presentar en su superficie fisuración, descascaramiento, ablandamiento, debilitamiento y fragilidad. Internamente puede presentar pobre adherencia mortero-agregado grueso-acero de refuerzo; cristales de hielo en la zona de contacto mortero-agregado grueso; y baja resistencia.

En base a estos resultados Powers opinó que la congelación del concreto fresco debía evitarse, debíendo ser mantenido por encima de O°C el tiempo necesario, el cual dependería de la temperatura y velocidad de endurecimiento. Recomendó igualmente la incorporación de aire y protección contra la congelación en las primeras 48 horas.

Igualmente Powers indicó que si el hielo comienza a formarse a

partir de los O°C, en este valor el agua remanente no se congela, pero si la temperatura del agua sigue descendiendo continúa la formación de hielo. La presencia de álcalis del cemento disueltos en el agua puede hacer descender ligeramente la temperatura de congelación. Así, la cantidad de agua que se puede congelar en los poros capilares depende de la temperatura ambiente, la relación agua-cementante, capilaridad de la pasta, e incremento en la cantidad de agua congelable.

En sus trabajos iniciales, entre 1945 y 1956, Powers atribuyó los daños por congelación en la pasta a los esfuerzos causados por presión hidráulica en los poros, siendo ésta debida a la resistencia al movimiento del agua fuera de la región de congelación. En esa etapa se creía que la magnitud de la presión dependía de la velocidad de la congelación, grado de saturación y coeficiente de permeabilidad de la pasta, así como de la distancia a ser recorrida por el agua para llegar a un punto por donde pudiese escapar. El beneficio del aire incorporado se explicaba en términos del acortamiento del factor de espaciamiento a ser recorrido por el agua para llegar a dicho punto.

Estudios posteriores de Powers y Helmuth permitieron afirmar que la hipótesis de la presión hidráulica no era consistente con los resultados experimentales obtenidos, dado que durante la congelación de la pasta la mayoría del agua era hacia y no desde los sitios de congelación, como previamente se había estimado. Igualmente se determinó que las expansiones durante la congelación disminuían con incrementos en la velocidad de congelación. Ambos indicadores eran contrarios a la hipótesis de la presión hidráulica y coincidentes con una teoría previamente indicada por Colliens en 1944, la cual era la aplicable.

Revisando su teoría original Powers y Helmuth han indicado que el agua de la pasta está en la forma de una solución alcalina débil. Cuando la temperatura del concreto cae por debajo del punto de congelación, hay un período inicial de superenfriamiento, después del cual los cristales de hielo deberán formarse en los grandes capilares. Ello da por resultado un

incremento en el contenido de álcalis en la porción no congelada de la solución en esos capilares, creando un potencial osmótico el cual impele agua en los poros no congelados más cercanos empezando la difusión de la solución en las cavidades congeladas. La dilución resultante de la solución en contacto con el hielo permite el crecimiento futuro de los cuerpos de hielo en forma de aumento de éste. Cuando la cavidad está llena de hielo y solución, cualquier futuro crecimiento de hielo produce presiones causadas por la expansión, las cuales dan lugar a la falla de la pasta. Adicionalmente comprobaron que cuando el agua es expulsada de los capilares no congelados, la pasta tiende a contraerse, ocurriendo ésta, al igual que en el concreto, durante el ciclo de congelación.

Powers afirmó que, cuando la pasta contiene aire incorporado, y la distancia promedio entre burbujas no es demasiado grande, éstas compiten con los capilares por el agua no congelada y generalmente ganan esta competencia, aceptando que los esfuerzos resultantes de la presión osmótica son los responsables de los daños por congelación en la pasta.

En años recientes Litvan ha encontrado que el agua absorvida sobre la superficie del concreto o contenida en los poros del mismo más pequeños no puede congelarse debido a la interacción entre la superficie y el agua. A causa de la diferencia en la presión de vapor del agua superenfriada y no congelada y el hielo presente en el contorno del sistema pasta, deberá producirse migración del agua hacia las ubicaciones en las que ella es capaz de congelar, tales como los grandes poros o la superficie exterior. Este proceso produce desecación parcial de la pasta y acumulación de hielo en las cavidades y grietas. El agua en estas ubicaciones congela, haciendo más anchas las grietas, y si el nuevo espacio se llena con agua en la nueva parte del ciclo de deshielo, deberá de producirse nuevas presiones internas y grietas.

Fallas de esta naturaleza ocurren cuando la redistribución del agua que se requiere no puede tener lugar de una manera ordenada, ya sea debido a que el volumen de agua es demasiado grande, como es el caso de

altas relaciones agua-material cementante para el mismo nivel de saturación; el tiempo requerido es demasiado corto debido a un rápido enfriamiento; o la distancia de migración del agua es demasiado larga debido a la ausencia de burbujas de aire. En tales casos, el proceso de congelación forma un sólido semi-amorfo de hielo no cristalizado, lo que da por resultado, de acuerdo a Litvan, a grandes esfuerzos internos. Esfuerzos adicionales pueden desarrollarse por una distribución no uniforme de la humedad.

Existe acuerdo general entre los investigadores en el sentido que pastas de resistencia y madurez adecuadas pueden ser preparadas completamente inmunes a daños por congelación empleando aire incorporado, a menos que condiciones especiales de exposición den por resultado el llenado de las burbujas de aire. Sin embargo, la incorporación de aire por si misma no excluye la posibilidad de daños en el concreto debidos a congelación, desde que éste fenómeno deberá ser tomado igualmente en consideración en las partículas de agregado.

No debe olvidarse, al analizar la congelación del agua en la pasta que conforme el diámetro de los poros capilares se hace más pequeño el agua se congela con mayor dificultad y requiere de temperaturas externas menores. Si el agua está en los poros gel no se congelará.

El agua en los poros capilares para llegar a la congelación debe incrementar su volumen en 0.75%. Si el concreto contiene 1% de aire atrapado es evidente que en todos los concretos existirán espacios vacíos suficientes para acomodar el volumen extra requerido por la congelación del agua en los poros capilares del concreto endurecido.

Como consideraciones adionales es conveniente tener en cuenta que el gel llena parte del espacio originalmente ocupado por el agua. Los espacios no ocupados por el gel se conocen como poros capilares y constituyen un sistema de poros rodeados por y separados entre ellos por gel incongelable de baja permeabilidad. El agua al congelarse aumenta de

volumen 9%, y si está en un poro capilar saturado, la expansión, al pasar de agua a hielo, requiere una ampliación del poro en un volumen equivalente, o la expulsión del agua fuera del poro hacia la pasta, o una combinación de ambas.

La presión hidráulica requerida para efectuar la transferencia del exceso de agua depende de:

- **a) La distancia entre el poro capilar y el punto de disipación de la presión;**
- **b) La velocidad de formación del hielo;**
- **c) La permeabilidad de la pasta; y**
- **d) La posibilidad de acomodo elástico del material que rodea el poro capilar.**

De estos factores sólo se puede modificarse el primero mediante la incorporación de un sistema de burbujas de aire hacia las cuales, por ser menores que los poros capilares, el agua tiende a moverse desde éstos.

Las burbujas de aire incorporado deben ser consideradas como puntos de disipación de presiones en los que el agua, al ser forzada fuera de los poros capilares por el proceso de congelación, penetra por acción de fuerzas capilares. Si la distancia, conocida como factor de espaciamiento, entre los poros capilares y las burbujas de aire no es mayor de 0.1mm no se desarrollarán presiones destructivas en la pasta.

Se presentará una presión muy baja o despreciable si los poros capilares no están totalmente saturados, dado que una baja o ninguna cantidad de agua necesitará ser expedida del poro durante la congelación. Por lo que la cantidad de poros capilares y contenido de agua son factores determinantes en la vulnerabilidad de la pasta a daños por congelación.

Dependiendo la cantidad de gel de la relación agua-cementante y el grado de hidratación de éste, una pasta de baja relación agua-cementante

bien curada tendrá una menor cantidad de poros capilares y será menos vulnerable a procesos de congelación.

5.- CONGELACION DEL AGUA EN EL AGREGADO

5.1.- HISTORIA

Muchos de los agregados tienen poros cuyo tamaño es mayor que aquel que podría presentarse en la pasta y Powers encontró, en 1945, que dichos poros expelen agua durante la congelación. Las investigaciones de laboratorio han permitido determinar que la teoría de la presión hidráulica, descrita para la pasta, tiene un rol importante en estos casos.

En 1965 los investigadores Dunn y Hudec indicaron que la causa principal del deterioro de las rocas no es la congelación sino la expansión del agua absorvida, la cual no es congelable. El caso específico de falla sin congelación, de agregados calizos arcillosos refuerza esta conclusión. Sin embargo, la teoría enunciada no es consistente con los resultados de las investigaciones efectuadas en el mismo año por Helmuth, el cual encontró que el agua absorvida no se expande sino se contrae durante el enfriamiento. Independientemente de ello, el mismo Helmuth afirma que la absorción de grandes cantidades de agua en los agregados con una estructura de poros muy fina puede destruir el concreto debido a la formación de hielo.

El tamaño del agregado grueso es un factor importante en su resistencia a la congelación. Verbeck y Landgren demostraron, en 1960, que, cuando no está confinada por la pasta, la habilidad de las rocas naturales para resistir congelación y deshielo sin daño se incrementa con la disminución en el tamaño, y que existe un tamaño crítico por debajo del agua las rocas pueden ser congeladas sin que se produzca daño.

5.2.- CONSIDERACIONES GENERALES

El concreto también puede deteriorarse cuando está expuesto al congelamiento y descongelamiento debido a los mecanismos dentro de las partículas de agregado, las cuales contienen poros de diferentes tamaños y características. Lewis y Dolch indican que el comportamiento de las partículas de agregado expuestas a congelamiento y descongelamiento depende principalmente de la estructura de los poros, la permeabilidad, y el grado de saturación de las partículas de agregado. De acuerdo a ellos, las propiedades más importantes de los agregados que son influenciadas por el congelamiento y descongelamiento son la distribución por tamaño de los poros y la permeabilidad, considerándose la porosidad total como de importancia secundaria.

De esta manera, la cantidad de poros presentes en el agregado, su distribución por tamaños y su continuidad, son importantes por su influencia sobre la del concreto bajo condiciones de congelación. Los agregados de baja durabilidad tienen porosidad moderada a alta, con retención de agua y grado de saturación relativamente alto. En ellos un porcentaje importante de su porosidad total está representado por pequeños poros del orden de 0.005 mm y menores. En este caso las fuerzas capilares actuantes permiten un llenado rápido con agua y su retención bajo condiciones de secado moderado.

Lewis y Dolch describen la pérdida de durabilidad de los agregados, ante las acciones de congelamiento y descongelamiento, como sigue "La pérdida de durabilidad de un agregado al congelamiento y descongelamiento depende principalmente de su habilidad de llegar a estar y permanecer altamente saturado bajo condiciones dadas de exposición. El tamaño perjudicial del poro es aquel lo suficientemente grande para permitir el ingreso del agua por la mayor parte del espacio de poro, pero no lo suficientemente grande para permitir un drenaje fácil".

La presión ejercida por el agua congelada, si no es posible la expansión o escape del agua, está alrededor de 210 Kg/cm2 a -20° C. Las presiones en este rango podrían desarrollarse cuando la saturación es

crítica. Para evitarlo y que excedan la resistencia a la presión de las partículas de agregado o del mortero cercano a éstas, el agua del poro debe ser capaz de fluir de los poros vacíos o escapar de las partículas. El escape de las partículas podría ser bloqueado por una zona congelada fuera de ellas, lo cual resultaría en el desarrollo de presiones altas en el interior de la partícula.

Aún cuando sea posible el flujo fuera de la zona congelada, se necesita presión hidráulica para causar el movimiento a través de los pequeños vacíos y ésta podría ser tan alta como para causar la fractura del material. Se estima que los poros menores a 4 micrones de diámetro drenarán efectivamente sólo a presiones tan altas que podrían causar que algunas rocas o el concreto se fracturen.

Las partículas de agregado por sí mismas no necesitan fallar en el concreto en el que están siendo usadas para sufrir daño. Los agregados podrían tener suficiente resistencia y elasticidad para soportar los esfuerzos sin fallar, pero el mortero cercano podría dañarse por la expansión de la partícula de agregado. Por ello, los ensayos de congelación y deshielo de muestras solo de agregado no podrían ser indicadores de la durabilidad del concreto. La magnitud a la cual debería escapar el agua de la zona congelada y la presión requerida para causar tal flujo dependen de la tasa de congelamiento y la permeabilidad del material.

5.3.- MECANISMO DE ATAQUE

La presión hidráulica que puede desarrollarse durante la congelación del agua en los poros del agregado depende de la cantidad, distribución por tamaños, y continuidad de los poros; grado de saturación; velocidad de conversión del agua a hielo; permeabilidad del agregado; y distancia que el agua bajo presión debe desplazarse para encontrar un desfogue.

Para grados de saturación bajos, el agua se congelará donde se

encuentra, con muy poco o ningún flujo, y presión hidráulica cercana a cero. Para grados de saturación suficientemente altos, el agua será forzada a salir de los poros y moverse a través de agregados de baja permeabilidad al formarse el hielo, pudiendo así la presión resultante romper el agregado. Si existen macroporos vacíos en el agregado; o si el exceso de agua puede exudar en los límites de éste, puede lograrse la disminución de la presión hidráulica

5.4.- ACOMODO ELASTICO

La saturación crítica de los vacíos es tan importante en los agregados como en la pasta. Si la porosidad de una roca es tal que puede acomodar la expansión del agua cuando ésta se congela, la partícula no se fractura ni se expande. En los casos en los que la saturación de una partícula de agregado es mayor que la saturación crítica, es posible que el esfuerzo elástico dentro de la estructura de la roca podría acomodar la expansión a medida que el agua se congela.

La mayoría de las partículas de agregado tienen una resistencia a la tensión mayor que la de la pasta. Es posible, por lo tanto, que algunos agregados sean capaces de resistir altas presiones sin fracturarse. Mientras la presión se incrementa, las partículas de agregado pueden expandirse elásticamente y acomodar el volumen de hielo incrementado.

La pasta circundante podría no ser capaz de resistir tal expansión y, además, el agregado puede causar el deterioro de la pasta a pesar de no estar fracturado. Ello depende del número y tamaño de los poros dentro de las partículas de agregado y la resistencia y módulo de elasticidad de éste. Algunos poros dentro de las partículas de agregado podrían actuar de la misma manera que las burbujas de aire incorporado y proporcionar zonas de escape para el incremento de la presión dentro de la estructura de poros de éstas.

5.5.- TAMAÑO CRITICO DEL AGREGADO

Para un grado de saturación, velocidad de congelación y un sistema de poros dado, existe un tamaño crítico del agregado, por encima del cual las partículas pueden ser dañadas por congelación. Por ello, agregados no recomendables pueden ser utilizados al reducirlos a tamaños menores. Al respecto, Verbeck y Landgren han demostrado que el tamaño crítico de algunas rocas puede ser tan pequeño como 6 mm (1/4"), así como que algunos agregados, tales como el granito, el basalto, la diabasa, la cuarcita, el marmol, tienen capacidad para que el agua congelable sean tan baja que ella no produzca esfuerzos si la congelación ocurre bajo condiciones comunmente experimentadas, independientemente del tamaño de las partículas.

Varias propiedades relacionadas con la estructura de los poros dentro de la partícula de agregado, tales como absorción, porosidad, tamaño de poros, y distribución de poros o permeabilidad, pueden ser indicadores de problemas potenciales de durabilidad en aquellos casos en que el agregado es empleado en concreto el cual deberá estar saturado y congelar en servicio

La capacidad del agregado para perder agua a través de su superficie durante la congelación, puede ser alterada por la porosidad y permeabilidad de la pasta que es circundante, y la presencia de burbujas de aire incorporado. Si el agregado es poroso y grande, y está saturado, y si adicionalmente la pasta es lo suficientemente impermeable para no proporcionar desfogue y alivio adecuado a la presión hidráulica, el agregado y la pasta circundante pueden ser dañados por la congelación. Si el tamaño es menor y la pasta tiene aire incorporado, el agregado con menor exceso de agua no se dañará.

Generalmente, la condición mencionada corresponde a partículas de agregado grueso con valores de relativamente alta porosidad y absorción, causados principalmente por poros medianos, en el rango de 0.1 á 5 um, los cuales pueden ser más fácilmente saturados y contribuyen al deterioro

de ampolladuras individuales del concreto. Es importante indicar que los grandes poros no se llenan completamente y, por lo tanto, no se producen daños por congelación. El agua en los poros más pequeños puede no congelar. Tal como lo demostró Gaynor en 1967, el agregado fino no presenta problemas de tamaño crítico desde que sus partículas son lo bastante pequeñas para estar por debajo del tamaño crítico de las rocas tipo y el aire incorporado en la pasta puede proporcionar una protección adecuada.

En los casos mencionados, el rol del aire incorporado es proporcionar un alivio a fin de que el efecto de la congelación de las partículas del agregado grueso sea mínimo. En conclusión, el empleo de aire incorporado posibilita el uso de determinados agregados aunque puede no ser suficiente para compensar sus deficiencias. Hay opiniones que el concepto de "tamaño crítico" debe ser modificado en la medida que no toma en cuenta la pasta.

5.6.- EXPULSION DEL AGUA DEL AGREGADO

Cuando las partículas de agregado se congelan, el incremento en el volumen durante la formación de hielo, debe ser acomodado tanto dentro de la misma partícula o forzado dentro de la pasta de cemento circundante, por lo que deben haber suficientes burbujas de aire incorporado no sólo para acomodar el agua de los capilares de la pasta sino también para acomodar el agua que es expulsada de la partícula de agregado.

Rocas altamente porosas, como rocas de arrecifes o areniscas porosas, tienen tamaños de poros tan grandes que no habría peligro de deterioro por congelamiento y descongelamiento. La permeabilidad es suficiente para que la presión no se incremente dentro de la roca durante el congelamiento. Todo el exceso de agua es forzado de la partícula de agregado. Las rocas con poros medianamente finos no se saturarán rápidamente, pero pueden llegar a estar altamente saturadas y absorver gran cantidad de agua. Arcillas, horstenos, y esquistos son muy

susceptibles a las ampolladuras, dado que en el congelamiento, las presiones excesivas se incrementan dentro de la partícula de roca causando que ésta se expanda y que se fracture el concreto.

La limitación de la absorción es probablemente el método más simple para reducir las dificultades del congelamiento y descongelamiento causadas por el agregado. Se ha demostrado que el concreto no se deteriora debido al uso de agregados pobres con baja absorción, en tanto que, a pesar de estar protegido con aire incorporado, podría deteriorarse si contiene agregados con elevada capacidad de absorción.

Algunas rocas tienen la propiedad de tomar el agua de una fuente cercana a medida que los cristales de hielo empiezan a formarse, con una mecánica similar al desarrollo de hielo en los capilares de la pasta de cemento Portland. Esto se considera de menor importancia debido a que la diferencia de energía libre entre el agua de gel de la pasta de cemento y los cristales de hielo dentro de las partículas de agregado se limitará a la porción de la superficie de la roca inmediatamente adyacente al gel de cemento.

Cualquier partícula de agregado que tenga gran afinidad con el agua absorverá la que se encuentre disponible, por lo que se estima que otros mecanismos juegan roles más importantes en el deterioro de las rocas que el posible efecto del desarrollo de cristales de hielo dentro de las partículas de agregado.

.

5.7.- EFECTOS EN EL CONCRETO

Sin la presencia de aire incorporado, la pasta que rodea las partículas de agregado podría fallar cuando está críticamente saturada y congela. Si la pasta contiene una distribución apropiada de burbujas de aire incorporado, caracterizadas por un factor de espaciamiento menor de 0.20 mm, la congelación no producirá efectos destructivos. Existen rocas que prácticamente no contienen agua congelable. Un concreto con aire

incorporado preparado con un agregado compuesto enteramente de tales rocas deberá resistir procesos de congelación por largo tiempo, aún bajo condiciones de exposición continua. Este tiempo puede acortarse si los vacíos de aire se llenan con agua y materia sólida.

Si se emplea en la preparación del concreto agregado absorvente, tales como ciertos horstenos, así como los agregados livianos, y el concreto está en un medio continuamente húmedo, probablemente él deberá fallar si el agregado grueso está saturado. La presión interna que se ha de desarrollar cuando las partículas expelen agua durante la congelación puede romper las partículas y la matriz. Si las partículas están cerca de la superficie del concreto puede resultar una ampolladura.

Normalmente el agregado en el concreto no está en un estado de saturación cerca del fin del período de construcción, debido principalmente a la desecación que se ha producido por la reacción química durante el endurecimiento (auto-desecación de la pasta) y la pérdida por evaporación. Por lo tanto, si el agregado está aún críticamente saturado, ello se deberá a agua obtenida de una fuente externa. Las estructuras en las cuales toda la superficie expuesta se mantiene continuamente húmeda y están períodicamente sometidas a congelación no son comunes.

En efecto, generalmente las secciones de concreto tienden a secar durante la estación seca cuando por lo menos una superficie está expuesta a la atmosfera. Esta es la razón principal por la cual los concretos con aire incorporado generalmente no son dañados por acción de congelación aún cuando se emplee agregado absorvente.

Obviamente, cuanto más seco es el agregado al momento de ser vaciado al concreto, se requerirá más agua para alcanzar el estado de saturación crítica y el tiempo necesario será mayor. Esta es una consideración importante debido a que la longitud de las estaciones cálida y fría suele ser limitada.

Debe tenerse en consideración que, como suele ocurrir en algunas obras, puede ser una desventaja si se emplea grava extraída directamente de una cantera bajo agua, especialmente si la estructura entrará en servicio durante la estación húmeda o inmediatamente antes del comienzo del invierno.

Algunas rocas, cuando están secas y son colocadas en agua, son capaces de absorverla rápidamente y llegar a la saturación prontamente; siendo descritas como del tipo rápidamente saturable. Este tipo de rocas, aún cuando está seco al inicio, puede alcanzar altos niveles de saturación aún en la mezcladora, no debiendo llegar a estar lo suficientemente secas aún por auto-desecación; por lo tanto, con tales materiales podrían existir dudas sobre el comportamiento si no hay un período seco lo suficientemente largo antes que llegue la estación de invierno.

Un pequeño porcentaje de rocas fácilmente saturables presentes en un agregado puede causar serios daños. Las rocas difíciles de saturar, generalmente aquellas de grano grueso, son menos proclives a causar daños. Es obvio que para un caso particular, el conocimiento de su porcentaje de absorción y la información sobre las posibilidades de saturación de cada clase de roca en un agregado deberán ser muy útiles.

5.8.- CONSIDERACIONES FINALES

La congelación del agua en el agregado grueso puede producir presiones similares a las de la pasta. En los agregados de muy baja porosidad, la expansión del agua al congelarse puede ser acomodada por deformación elástica de la roca; en los de alta porosidad se requieren puntos de disipación de las presiones a fin de evitar la destrucción del agregado. Estos puntos pueden ser vacíos macroscópicos distribuídos en el agregado, o pueden estar en la pasta. La disponibilidad de éstos depende de la permeabilidad de la pasta y la proximidad y número de burbujas de aire incorporado.

Si los poros del agregado no están totalmente saturados al momento de comenzar la congelación, menor cantidad o ningún agua será expelida presentándose muy pequeña o despreciable presión hidráulica. Así, la vulnerabilidad del agregado a daños por congelación depende de su contenido de agua, aportada al ingresar a la mezcladora o adquirida por exposición del concreto a ciclos de humedecimiento y secado.

Dependiendo de la permeabilidad de la pasta la posibilidad que el agregado pueda tomar humedad, ella disminuye para concretos bien curados y de baja relación agua-cemento.

6.- CONGELACION DEL CONCRETO ENDURECIDO

El agua al congelarse expande, y si está encerrada se origina una presión interna lo suficientemente grande para destruir aún los concretos más fuertes. El concreto puede tomar procesos repetidos de congelación si:

- **a) El agua en el concreto no está necesariamente congelada cuando se presenta hielo en la superficie; ó**
- **b) El hielo que se forma en los poros capilares tiene la posibilidad de expandir debido a que no todos los poros están llenos de agua.**

Se considera que para que un concreto sea resistente a la congelación deben darse cuatro condiciones:

- **a) La porosidad será mínima y la impermeabilidad lo más alta posible. Bajas absorción y permeabilidad.**
- **b) Los poros capilares nunca estarán totalmente llenos de agua.**
- **c) El concreto contendrá aire incorporado;**
- **d) El contenido de cementante será alto y la relación agua-cementante baja, para tomar los esfuerzos que se presenten durante la congelación.**

El daño causado en el concreto por la congelación del agua es debido al crecimiento de cristales de hielo en los poros capilares. Estos cristales atraen, por succión, el agua no congelada presente en los pequeños poros que los rodean, con el consiguiente crecimiento de los cristales. En este proceso, la fuerza ejercida por el hielo es perpendicular a la superficie, formando planos débiles paralelos a la superficie conforme los cristales de hielo crecen por extracción del agua de los poros mayores primero y posteriormente de los más pequeños. El crecimiento de los cristales se reduce conforme se dispone de menos agua. La entrega de calor latente por la congelación del agua no es suficiente para mantener la temperatura constante en el punto de formación del hielo, tendiendo ésta a caer.

La reducción de temperatura del concreto progresa de la superficie hacia el interior, pero la congelación no tiene lugar hasta que el frente de baja temperatura llegue a poros suficientemente alejados de los cristales de hielo anteriores como para contener la cantidad de agua necesaria para permitir la formación y crecimiento de nuevos cristales. Como consecuencia el concreto contendrá un conjunto de planos de debilidad paralelos a la superficie de éste, los que pueden originar el descascaramiento de la misma.

En concretos sujetos a ciclos de congelación y deshielo, el hielo se formará nuevamente en los niveles anteriores dado que los polos habrán sido dilatados por el crecimiento de los primeros cristales de hielo. En este proceso los poros deberán ser mayores y el punto de congelación del agua en ellos mayor que en la pasta que los rodea. El daño en el concreto será causado no tanto por el incremento del agua en los poros en el momento de la congelación como por el posterior crecimiento del hielo y su concentración en los poros.

La exposición del concreto a ciclos de congelación y deshielo es una prueba severa que los concretos de buena calidad pueden superar sin

daño. Aquellos concretos, los cuales han sido debidamente proporcionados con materiales de buena calidad, se ha incorporado aire, y han sido preparados con procesos convenientes de dosificación, colocación, acabado y curado, resisten ciclos de congelación y deshielo por muchos años.

Sin embargo, bajo condiciones de temperatura extremadamente severas, aún los concretos de muy buena calidad pueden sufrir daños debidos a los ciclos de congelación si ellos son mantenidos en un estado de total o casi completa saturación. Esta situación puede producirse cuando un concreto frío es expuesto a calor o aire húmedo en una de sus caras siendo la evaporación insuficiente o restringida sobre el lado frío, o cuando el concreto está sometido a calentamiento del agua por uno de sus lados antes de la congelación.

El concreto seco puede no ser dañado por bajas temperaturas externas, el húmedo puede experimentar deterioro o destrucción si no se toman medidas adecuadas.

La presión en los poros capilares de la pasta y/o el agregado, al desarrollarse un sistema expansivo agua-hielo durante la congelación, es la principal causa de daños en concretos expuestos a temperaturas menores de 4C. El cambio de agua a hielo origina esfuerzos que deterioran la pasta, el agregado, o ambos.

El deterioro de las estructuras de concreto debido al congelamiento y deshielo es usualmente fácil de reconocer. Así, el descascaramiento y astillamiento del pavimento sometido a congelación producen superficies que no son lisas ni uniformes a pesar que el pavimento sea de una adecuada calidad. El congelamiento y deshielo podría dañar la estructura de concreto seriamente.

Por otra parte, el desmoronamiento de la pasta y la exposición de los agregados puede dar la impresión que la estructura está en el límite de

la desintegración, a pesar que el deterioro no haya afectado significativamente la estabilidad y utilidad de la estructura. El agrietamiento extenso y las ampolladuras también producen superficies de concreto no gratas a la vista.

El empleo de estructuras hidráulicas de concreto en el transporte y almacenamiento de agua las hace particularmente vulnerables al congelamiento y descongelamiento debido a que hay muchas oportunidades para que las distantes partes de la estructura se saturen. El concreto es particularmente vulnerable en el rango de los niveles de fluctuación del agua, como las partes de una presa, vertederos, entradas y salidas de túneles, casas de válvulas, estructuras de canales, coronación de muros, pilares, parapetos, cubiertas, esquinas y cornisas. Aquellas partes de las estructuras de concreto donde la exposición es menos severa incluye los revestimientos de tuneles y sifones, el exterior de presas de concreto y casas de fuerza. Aquellas estructuras o partes de las mismas que están continuamente sumergidas o, en alguna forma protegidas del clima, no presentan problemas de durabilidad.

En los pavimentos de concreto podría ocurrir descascaramiento severo dado que las losas están sujetas a exposiciones severas de congelamiento y descongelamiento en climas fríos. Ellas descansan sobre el terreno y están expuestas a precipitación y a una subsiguiente saturación en climas helados. Además, los pavimentos de las carreteras podrían estar expuestos a la sal empleada para remover la nieve y el hielo. Los pavimentos deben, por lo tanto, estar protegidos contra todos los mecanismos que producen deterioro por congelamiento y descongelamiento. Las especificaciones generalmente requieren bajas relaciones agua-cementante y aire incorporado de 5% a 6% del volumen de concreto. Excepto para plataformas de puentes, el deterioro de los pavimentos debido al congelamiento y descongelamiento ha sido eliminado desde que los aditivos incorporadores de aire fueron introducidos.

Los puentes en las carreteras presentan un serio problema cuando se exponen al congelamiento y descongelamiento. La mayoría de los estribos de los puentes están en áreas donde se presentan fluctuaciones en los niveles de agua. El concreto en puentes debería, por lo tanto, recibir máxima protección a la acción del congelamiento y descongelamiento.

En las estructuras de concreto una indicación común del deterioro es la aparición de grietas, las cuales corren aproximadamente paralelas a las juntas o bordes de la superficie de concreto. A medida que progresa el deterioro, estas grietas se van presentando cada vez más lejos de la junta. Este tipo de agrietamiento ha sido designado como agrietamiento en línea D (línea de deterioro). El deterioro empieza en la junta de la acera y las grietas en línea D se desarrollan paralelas a la junta. Con el tiempo, el concreto cerca de la junta se desintegra y astilla.

Diversas teorías se han desarrollado para explicar la causa del agrietamiento en línea D. Se sostiene que el concreto se deteriora cerca de la junta en una losa de concreto debido a que, conforme el concreto es vaceado, el agregado fino y el mortero son empujados hacia la junta y un concreto más frágil se coloca cerca del borde. Algunos de los detractores de esta teoría indican que el agrietamiento en linea D se desarrolla a lo largo de una grieta estructural de la misma manera como ésta se desarrolla normalmente a lo largo de la junta o bordes de la superficie del concreto.

Una segunda teoría se basa en que el concreto que está cerca a la junta o esquina está expuesto a mayor humedad que la porción interior de la losa. El concreto adyacente a la junta esta expuesto a humedad de la grieta cuando ésta se llena con barro y otros desperdicios que mantienen la humedad, que igualmente está disponible en los materiales utilizados. Además, el concreto junto a una junta o una grieta tiene un mayor grado de saturación durante el clima frío.

Las grietas en línea D son causadas por el agua que se congela en los vacíos de la pasta y los agregados. Cuando las fuerzas llegan a ser

suficientemente grandes, el esfuerzo resistente a la tensión de la pasta es excedido y las grietas en línea D se desarrollan a lo largo de líneas de igual saturación, paralelas a la junta. A medida que la desintegración progresa, mayor cantidad de agua llega a estar disponible, a través de las grietas, para alimentar los capilares cada vez más distantes del borde de la losa. Esto resulta en el desarrollo progresivo de grietas paralelas desde el borde o junta de la losa.

Una tercera teoría que involucraría la forma de los especímenes de concreto podría explicar el agrietamiento en línea D, el cual se desarrolla en esquinas verticales y horizontales y en bordes de fragmentos rectangulares. En base a los resultados de experiencias con estructuras que han estado expuestas por más de 20 años sin ningún deterioro, algunos investigadores han sugerido que las concentraciones de esfuerzos que ocurren en las esquinas y bordes cuando la temperatura varía podrían producir el agrietamiento en línea D.

El descascaramiento de las superficies de las losas de concreto es uno de los tipos más peligrosos de deterioro que podrían producirse en losas de concreto de alta calidad. El mortero de baja calidad se desmoronará con ciclos repetidos de congelación y deshielo, exponiendo gradualmente las partículas del agregado grueso. Este es un mecanismo diferente de deterioro de aquel que causa la separación de las áreas de la superficie de una losa firme y densa de un concreto de alta calidad. Este tipo de descascaramiento depende de:

a) Grado de compactación de la superficie.
b) Número de capilares inmediatamente bajo la superficie.
c) Disponibilidad de humedad.

Este tipo de descascaramiento es típico de las losas expuestas a períodos fríos severos antes que el concreto haya tenido la oportunidad de secar adecuadamente después del curado. El secado reduce el agua en los vacíos del concreto por debajo del punto crítico de saturación y limita la

humedad disponible para otros mecanismos de deterioro. Si las losas son selladas con una membrana de curado tienen poca oportunidad de secar, por lo que su grado de saturación es más alto durante un período de frío prolongado.

Varias secuencias pueden ser desarrolladas para explicar el descascaramiento durante la congelación, pudiendo cada una de ellas contribuir a entender la falla de la superficie de concreto. Ellas son:

1.- **La presión desarrollada al expulsar el agua de las partículas de agregados saturadas.**
2.- **Las presiones hidráulicas desarrolladas en un número mayor de cavidades capilares justo bajo la superficie de concreto.**
3.- **Incremento de la humedad debido a los cristales de hielo que se encuentran en los vacíos debajo de la superficie.**
4.- **Aparición de presiones osmóticas causadas por la concentración de sal en los capilares que se encuentran inmediatamente debajo de la superficie del concreto.**
5.- **Las operaciones de acabado que pueden crear superficies que no son similares a la capa de concreto inferior. El acabado incorrecto también podría densificar la superficie y destruir la efectividad del aire incorporado.**
6.- **La compactación de la superficie por la fuerza capilar del agua que desciende en los capilares de la superficie del concreto plástico seco y la subsiguiente formación de un plano de debilidad.**
7.- **El congelamiento adicional de cristales de hielo debajo de la superficie, causado por la nieve y hielo derretidos por acción de las sales descongelantes.**
8.- **La saturación de la humedad de la superficie al derretirse la nieve y el hielo por la acción de las sales descongelantes.**
9.- **El agrietamiento y resquebrajamiento que proporcionan canales que permiten el ingreso de la humedad hasta las capas inferiores.**

La compactación de la superficie ocurre durante el acabado. Cualquier cantidad pequeña de exudación adicional que se desarrolle después del acabado, se acumula bajo la "piel" de la superficie compactada. Este incremento aumenta los vacíos que se encuentran inmediatamente debajo de la superficie.

Hay evidencias que la compactación de la superficie de una losa de concreto debido a un secado prematuro podría también contribuir al descascaramiento de éste, aún cuando tenga un acabado de buena calidad. Por ejemplo, un incremento en la cantidad de los finos, por el empleo de una mayor cantidad de cemento de mayor fineza, tiende a reducir el tamaño de los capilares de la superficie, los cuales incrementan las fuerzas capilares de compactación. Esto podría parcialmente explicar porque los cementos con menor fineza pueden dar concretos más durables.

En apoyo a la teoría de la compactación se necesita señalar el extenso descascaramiento de las plataformas de los puentes en los que se ha empleado concreto con aire incorporado. En estos casos el concreto de la plataforma se coloca sobre una base impermeable. El exceso de agua debe exudar a través de todo el espesor de la losa hacia la superficie, mientras que el agua en la parte inferior de la losa puede escapar hacia el interior de una base porosa. Una base impermeable puede, por lo tanto, retrasar la exudación hasta que se haya formado una capa compacta y seca sobre la superficie, siempre con el riesgo que una capa más porosa y débil se forme bajo la superficie.

Los estudios de Cordon indican que en todos los casos en los que se colocó las losas sobre una base de arena, prácticamente no se produjo descascaramiento. En otras áreas, cuando los estratos de arcilla estaban expuestos, prácticamente todas las carreteras presentaron bloques enteros con un descascaramiento severo.

Se puede concluir que los concretos saturados con superficies compactadas son vulnerables al descascaramiento. En congelamiento, el hielo con mayor número de capilares bajo la superficie crece en tales proporciones que la superficie de la losa es levantada. El concreto inmediatamente bajo el descascaramiento está aún en condiciones seguras y aparentemente no deterioradas.

Se ha comprobado que la única diferencia entre el concreto en relación con la junta de expansión, la cual no se descascara y el concreto debajo de la junta de expansión el cual se descascara en gran cantidad, es que el concreto afectado fue vaciado aproximadamente de 2 a 4 semanas después. El concreto que no se descascara podría haberse secado lo suficiente como para reducir la saturación a un punto donde el mecanismo explicado no ocurrió. Se podría asumir que si la cantidad apropiada de aire hubiera sido introducida en el concreto, la losa hubiese estado protegida y el descascaramiento no habría ocurrido. Sin embargo, es importante indicar que descascaramiento se han presentado en casos en los que el concreto contenía aire.

Uno de los tipos más comunes de deterioro por congelación y deshielo es la desintegración de la pasta y la subsiguiente exposición de las partículas de agregado. El desmoronamiento del mortero progresa hacia el interior del elemento. Este tipo de deterioro es encontrado en la línea de agua en muchos estribos de puentes y otras estructuras hidráulicas. El deterioro ocurre cuando el concreto se satura sobre el punto de saturación crítica y después es expuesto a ciclos alternos de congelamiento y descongelamiento. Similar deterioro se experimenta en el laboratorio cuando los especímenes son expuestos a ciclos rápidos de congelamiento y descongelamiento en condiciones saturadas. La mayoría de estructuras que muestran este tipo de deterioro fueron construídas antes que se emplease aire incorporado en el concreto.

El agrietamiento patrón puede definirse como grietas muy finas abiertas sobre la superficie del concreto. Este generalmente ocurre en las

superficies del concreto cuando experimenta una reducción de volumen sobre dicha superficie o un incremento de volumen en el interior del concreto. El congelamiento y deshielo podría causar un agrietamiento patrón en la superficie del concreto por la expansión de agua congelada tanto en los vacíos de la pasta de cemento como en los poros del agregado grueso.

El agotamiento del agua del gel durante el congelamiento, cuando hay una abundancia de vacíos de aire, sugiere la posibilidad de encogimiento en la pasta bajo condiciones de congelamiento. Períodos prolongados de frío causan la difusión del agua de los poros del gel hacia los vacíos de aire y el consiguiente agotamiento del agua en los poros. Ello tendería a causar un resquebrajamiento en forma de grietas finas en la superficie de las losas.

El concreto en la mayoría de los edificios no está sujeto a condiciones de exposición extrema. Ello debido a que el concreto en edificios no está expuesto al agua excepto por la humedad o aquella agua que es lanzada contra el edificio o cae sobre las partes más altas de las paredes durante las lluvias.

El concreto de las cimentaciones tiene poca oportunidad de llegar a estar saturado a menos que el concreto esté por debajo del nivel freático. En tal caso, el concreto está protegido de las temperaturas heladas y el deterioro no es un problema. Las superficies verticales de las cimentaciones que están expuestas podrían mojarse durante las lluvias, pero tienen poca oportunidad de alcanzar la saturación crítica. El concreto estructural interior en edificios no está sujeto a congelación y deshielo.

7.- ENSAYOS DE RESISTENCIA A LA CONGELACION

En el ensayo del sulfato de sodio o magnesio, efectuado de acuerdo a Norma ASTM C 88, las sales presentes en los poros del agregado cristalizan y puede ocurrir la desintegración de éste. La magnitud de ésta

está referida a la falta de resistencia a la congelación del agregado cuando se utiliza en el concreto. Agregados que cumplen todos los requisitos del ensayo pueden no ser durables cuando están en el concreto y viceversa. La carencia de una correlación permanente hace que éste ensayo no se considere un criterio confiable de la durabilidad de agregados sometidos a procesos de congelación.

En el ensayo no confinado muestras de agregado grueso, saturadas al vacío, son sometidas a procesos de congelación y deshielo. Existe poca correlación con el comportamiento del agregado en el concreto, por lo que el ensayo es poco confiable en la evaluación de la calidad del agregado.

Los ensayos de laboratorio sobre el concreto incluyen el ensayo rápido de la congelación y deshielo efectuado de acuerdo a las recomendaciones de la Norma ASTM C 666, en el cual la durabilidad del concreto y su resistencia a la congelación se miden por la reducción en el módulo de elasticidad dinámico de éste. Estos ensayos tienen significación sólo si la pasta está protegida por el empleo de aire incorporado. Los métodos ASTM C 290 "Congelación y deshielo rápido en agua" y ASTM C 291 "Congelamiento rápido en aire y deshielo en agua", son los empleados para tales mediciones.

Los resultados de los ensayos efectuados de acuerdo a las recomendaciones de la Norma ASTM C 666 han sido analizados y discutidos por muchos investigadores. Algunos de ellos los han cuestionado debido a que consideran que siendo acelerados no pueden duplicar las condiciones de obra. Se indica que los especímenes de ensayo son inicialmente saturados, lo cual no es usualmente el caso para concretos en obra al comienzo del proceso de congelación. Igualmente se señala que los métodos de ensayo indicados no duplican las condiciones de humedad del agregado en el caso de concretos en obra.

También han sido criticados debido a que requieren magnitudes de enfriamiento mayores que aquellas que se encuentran en obra. Igualmente

se indica que los pequeños especímenes de ensayo empleados no pueden acomodar los tamaños mayores de agregado propuestos para su empleo en el concreto, lo que puede hacerlos más vulnerables al ampollamiento y deterioro general que los tamaños más pequeños. Se indica que la presencia de partículas de agregado que producen ampolladuras, en la porción central de los relativamente pequeños especímenes de ensayo, puede dar lugar a que algunos de estos especímenes fallen, en tanto que el material hinchado podría causar únicamente defectos superficiales en el concreto en condiciones de servicio.

Aunque, en general, se acepta que los diferentes ensayos permiten clasificar los agregados, desde el punto de vista de su capacidad de resistencia a la congelación, de excelentes a pobres en un orden aproximadamente correcto, ellos no permiten predecir si un agregado en particular se comportará satisfactoriamente cuando sea empleado en un concreto con un determinado contenido de humedad y expuesto a ciclos de congelación y deshielo.

No puede afirmarse plenamente, a partir de los ensayos indicados que sus resultados correlacionen con el comportamiento real de los agregados o del concreto cuando están sometidos a congelación y deshielo en climas de intemperismo severo. Sin embargo, la habilidad para hacer tal determinación es de especial importancia económica en muchas áreas en las que los agregados de alta calidad son escasos, y el uso de un agregado local, en particular, previos ensayos, puede ser permitido. En conclusión, a pesar de las deficiencias del ensayo de la Norma ASTM C 666, se estima que puede ser un buen indicador de la durabilidad relativa de un agregado.

Powers, el mayor investigador en el campo de la congelación del concreto, sostiene que el comportamiento en obra del concreto no necesariamente está reflejado por los resultados de los ensayos, dado que el mismo es función del medio ambiente al cual se someterá el concreto. Dos observaciones importantes son que la velocidad de

congelación es mucho mayor que aquella que se presenta en la naturaleza; y que los especímenes nunca se secan en el ensayo, en tanto que el concreto en obra si tiene esa oportunidad.

Según Powers el agregado presente en un concreto con aire incorporado no se halla en un estado de saturación crítica cuando se inicia la congelación y además indica, adicionalmente, que un agregado que se aproxima a la saturación crítica al término del invierno es restituido a un grado de secado seguro por el sol del verano y el viento. En base a las consideraciones anteriores Powers indica que los ensayos usuales no permiten establecer si el concreto podría permanecer sin deteriorarse en una exposición natural, haciendo que dichos resultados sean muy difíciles de interpretar en términos de procesos naturales.

Power ha desarrollado un método de dilatación, conocido como la Norma ASTM C 671, el cual requiere que el especimen de concreto con aire incorporado sea inicialmente llevado a la condición de humedad esperada por el concreto al comienzo de la estación de invierno, siendo este contenido de humedad de preferencia determinado por ensayos de campo y propone curar en húmedo especímenes de concreto preparados con el agregado a ser ensayado. Secarlos por dos semanas, sumergirlos en agua por otras dos, luego enfriarlos, a 3°C por hora, hasta -18°C, midiendo los cambios longitudinales durante la congelación. Si se dilatan durante el proceso de congelación tendrán menos de dos semanas de inmunidad a la acción de ésta. Si no hay dilatación se repite el ensayo hasta encontrar el mayor período seguro de humedecimiento el cual se compara con el observado entre períodos de secado en el medio ambiente y las circunstancias en las que el concreto va a ser utilizado a fin de determinar sus posibilidades de duración. La Norma ASTM C 682 permite una adecuada interpretación de los resultados.

Variaciones excesivas en la longitud a causa del ensayo se consideran un indicador que el agregado ha sido críticamente saturado y es vulnerable al daño. Si el tiempo necesario para alcanzar la saturación

crítica es menor que la duración de la estación de congelación en el sitio de obra, se considerará que el agregado es inadecuado para ser empleado. Si el tiempo es mayor, se considerará que el concreto no es vulnerable a ciclos de congelación y deshielo.

El tiempo requerido para efectuar el ensayo de dilatación, de acuerdo a la recomendación ASTM C 671, puede ser mayor que el requerido para efectuar el ensayo ASTM C 666. Los resultados del ensayo son muy sensibles al contenido de humedad del agregado y el concreto; sin embargo, pueden ser adecuados. La mayoría de los laboratorios emplea el método de la Norma ASTM C 666; sin embargo, los resultados obtenidos empleando el Método de la Norma ASTM C 671 pueden ser mucho más útiles.

Es importante indicar que en el Perú no se han efectuado estudios sistemáticos de congelación y deshielo del concreto, o del agregado inmerso en él, con excepción de los ensayos estandarizados de estabilidad del agregado frente a la acción de sulfatos; y que se requiere mayor investigación de estos métodos para establecer una adecuada correlación entre los resultados de los mismos y el comportamiento en obra en las zonas de congelación de nuestra serranía.

8.- REQUERIMIENTOS Y RECOMENDACIONES

El concreto que ha de estar expuesto a una combinación de humedad y ciclos de congelación requiere lo siguiente:

1. **Diseño de la estructura para mínima exposición a la congelación por la humedad.**
2. **Baja relación agua-material cementante.**
3. **Apropiado contenido de aire incorporado.**
4. **Materiales de calidad.**
5. **Empleo de agregado grueso de tamaño menor y bajo porcentaje de absorción.**

6.- **Adecuado curado antes del primer ciclo de congelación.**

7.- **Especial atención a todas las etapas del proceso constructivo, con especial atención al tipo y tiempo de curado.**

Todos estos aspectos son analizados en detalle en los siguientes acápites:

Se debe mantener el grado de saturación del concreto tan bajo como para lograr que el daño por congelación sea mínimo. Es recomendable:

a) **La geometría de la estructura debe permitir un buen drenaje, debiendo la coronación de muros y caras exteriores ser inclinada.**

b) **Se debe evitar zonas de acumulación de agua; así como que el agua fluya sobre la coronación o las caras de muros de concreto. Las caras de concretos expuestos no deben recibir descargas o drenaje.**

c) **Se debe eliminar juntas innecesarias y diseñar un drenaje adecuado para las que se mantienen.**

En pavimentos se debe prevenir la acumulación de agua en la superficie; trabajar cuidadosamente la base de los mismos; eliminar las grietas; y seguir las Recomendaciones del ACI 201.

En general es recomendable evitar la excesiva exposición a la humedad debida al diseño estructural.

Se conoce que desde que la vulnerabilidad del concreto a los ciclos de congelación está influenciada en forma importante por su grado de saturación, se deberán tomar precauciones para minimizar que él tome agua. Puede lograrse mucho en este aspecto por un cuidadoso diseño inicial de la estructura.

Las precauciones fundamentales que deben ser tomadas en cuenta incluyen las siguientes:

a) **La geometría de la estructura deberá garantizar un buen drenaje.**
b) **La coronación de muros y todas las otras superficies exteriores deberá ser inclinada.**
c) **Todo aquello que pueda conducir a la formación de lagunas deberá ser evitado.**
d) **Los elementos de drenaje no deberán descargar sobre la cara del concreto expuesto.**
e) **El drenaje de elementos altos no deberá fluir sobre la coronación o las caras de los muros de concreto.**
f) **Deberá eliminarse las juntas no necesarias para el control de los cambios de volumen, debiendo proveerse elementos de drenaje.**
g) **Deberá evitarse zonas de acumulación de agua, tales como las que podrían resultar de diafragmas extendidos.**
h) **Deberá tenerse cuidado para minimizar las grietas estructurales las cuales pueden colectar o dejar pasar el agua.**

Estudios efectuados en puentes de concreto y otras estructuras han mostrado una estrecha correlación entre los daños por congelación y determinadas partes de los elementos y la excesiva exposición a la humedad de dichas porciones debido al diseño estructural.

Los diferentes tipos de cementos hidráulicos portland y mezclados, cuando son empleados en un concreto con aire incorporado adecuadamente proporcionado y fabricado, deberán proporcionar resistencia similar a los ciclos de congelación. En todos los casos anteriores, el cemento deberá cumplir con los requisitos de las Normas ASTM C 150 ó ASTM C 595 ó las NTP correspondientes.

Se han empleado diversas puzolanas naturales, así como cenizas y microsílices, como adición, teniendo adecuado efecto sobre la durabilidad del concreto siempre que el contenido de aire, resistencia, y contenido de humedad del concreto sean similares. Deberá efectuarse una investigación de laboratorio antes de emplear, como parte del material cementante, materiales desconocidos.

Las cenizas y puzolanas naturales deberán cumplir con los requisitos de la Norma ASTM C 618. La escoría de altos hornos finamente granulada deberá cumplir con los requisitos de la Norma ASTM C 989. Se ha empleado con éxito cemento con escorias de altos hornos en concretos expuestos a ambientes de congelación y deshielo severos, incluyendo exposición marina.

Aunque en el Perú no se han efectuado estudios sobre el efecto de las microsílices sobre la durabilidad cuando se las emplea como material parcial de reemplazo del cemento, es importante mencionar la información llegada de otros países sobre los excelentes resultados alcanzados en la durabilidad debido al empleo de las microsílices como parte del material cementante. La disminución significativa de la permeabilidad y porosidad del concreto obliga a analizar en profundidad el tema.

El contenido mínimo de material cementante en concretos expuestos a procesos de congelación no será menor de 350 kg/m3.

Los agregados naturales deberán cumplir con los requisitos de las Normas ASTM C 33 ó NTP 400.037, aunque ello no asegure necesariamente su durabilidad. Los agregados livianos deberán cumplir con los requisitos de la Norma ASTM C 330. Ambas Normas proporcionan muchos requisitos pero dejan la selección final del agregado a ser empleado al criterio del ingeniero. Si éste está familiarizado con el comportamiento en obra del agregado propuesto y tiene experiencia con agregados similares al elegido que han sido empleados en condiciones de clima iguales a las que se

espera para el concreto, su juicio puede ser el adecuado.

En algunos casos es posible dejar sin utilizar registros anteriores para llegar a la conclusión sobre la conveniencia o inconveniencia de aceptar o rechazar el agregado con el que cuenta. Cuando ello no es posible, la atención debe ser puesta en una cuidadosa interpretación de los resultados de los ensayos de laboratorio que incluyen absorción, la cual nunca debe ser mayor del 1%, gravedad específica, estabilidad de volumen, y peso unitario. Sin embargo, la atención principal debe estar en los ensayos del comportamiento del concreto preparado con los agregados en cuestión.

Adicionalmente se tiene en consideración los resultados de ensayos complementarios, incluyendo los petrográficos, de absorción, y de estructura porosa interna del agregado.

Se ha publicado una amplia y adecuada descripción de los ensayos y correctas opiniones sobre su empleo, pero se considera que la atención principal debe estar en ensayos de concretos preparados con los agregados en cuestión.

Los aditivos se utilizan en este tipo de concreto para incorporar aire a la pasta y así crear un sistema el cual permita la deseada disipación de las presiones que se originan durante el peso del agua a hielo. Algunos aditivos pueden incorporar aire sin lograr la esperada resistencia a la acción de las heladas debido a que producen un sistema de burbujas grandes, con un factor de espaciamiento mayor que el requerido para proteger la pasta contra la congelación.

A continuación se presentan las definiciones más empleadas cuando se trabaja con concreto a los cuales se ha incorporado aire para contribuir a controlar el proceso de ataques al concreto por congelación:

a) **Se define como AIRE INCORPORADO, a aquel que es parte de una mezcla como resultado del proceso de su incorporación intencional mediante el empleo de un agente químico, con la finalidad de mejorar o modificar alguna propiedad del concreto, especialmente la durabilidad de éste frente a los procesos de congelación.**

b) **Se entiende como BURBUJAS DE AIRE a los espacios perceptibles en la mezcla, los cuales al momento de la observación no están llenos con un sólido o un líquido**

c) **Se entiende por BURBUJAS DE AIRE INCORPORADO a aquellas resultantes de la incorporación de éste. Tales burbujas tienden a ser esféricas en perfil y su rango de tamaños es similar al de las partículas más finas de agregado fino.**

d) **Las BURBUJAS NATURALES son aquellas que no se han originado por la incorporación intencional de aire. Este tipo de burbujas es de tamaño mayor que las anteriores, dentro de un rango similar al de las gravas más pequeñas. Tienden ser irregulares en perfil.**

e) **Se define como AGENTE INCORPORADOR DE AIRE a una sustancia que causa incorporación de aire cuando se incluye en una mezcla. Este es un término a ser utilizado solamente cuando se desea referir a sustancias que pueden ser utilizadas tanto como adiciones o como aditivos incorporadores de aire.**

f) **De acuerdo a la definición de la Recomendación ASTM C 219, una ADICION INCORPORADORA DE AIRE es "un material incorporador de aire, molido conjuntamente con, o a ser molido conjuntamente con, cemento hidráulico".**

g) **Se entiende como "ADITIVO INCORPORADOR DE AIRE" a un material que es añadido a la mezcla de concreto al momento que es dosificada para el mezclado. El Comite ACI 116R define a un aditivo incorporador de aire como "una adición a**

los cementos hidráulicos o un aditivo para concretos o morteros, el cual origina la generación de aire que se incorpora al concreto o mortero durante el mezclado, generalmente con la finalidad de incrementar su trabajabilidad o su resistencia a las heladas".

h) Se define como FACTOR DE ESPACIAMIENTO a la medida de la distancia máxima promedio desde un punto de la pasta de cemento a la más cercana burbuja de aire, siendo una indicación de la distancia que el agua debe recorrer durante el proceso de congelación para alcanzar una burbuja de aire protectora.

i) Se entiende como SUPERFICIE ESPECIFICA de las burbujas al área superficial total de las mismas por unidad de volumen de aire en el concreto. Se expresa en mm2 por mm3.

Los concretos expuestos a la humedad y congelamiento deben tener aire incorporado. Las Tablas 8(a) y (b) permiten obtener un volumen de burbujas adecuado y un factor de espaciamiento entre 0.01 mm y 0.02 mm, un rango aceptable dentro de los límites de seguridad. El contenido total de aire está dado para tres condiciones de exposición: suave, moderada y severa. Estos valores proporcionan aproximadamente 9% de aire en la fracción mortero para exposiciones severas y 7% de aire para exposiciones moderadas.

Para resistencias a la compresión de diseño mayores de 350 kg/m3, los contenidos de aire total indicados en la Tabla 8(b) pueden reducirse en 1% debido a que el concreto, por su baja relación agua-cemento y un adecuado curado, tendrá alto contenido de gel y baja porosidad capilar, lo cual favorece una mejor resistencia a los procesos de congelación.

El aire incorporado no protege a concretos que contienen agregado grueso que puede experimentar cambios de volumen destructivos si él se congela en una condición saturada. En exposición moderada y/o severa es obligatorio el ensayo de estabilidad de volumen, con las limitaciones ya

indicadas.

Los aditivos incorporadores de aire deberán cumplir con la Norma ASTM C 260. Los aditivos químicos deberán cumplir con la Norma ASTM C 494. Los aditivos para empleo en concretos fluídos deberán cumplir con la Norma ASTM C 1017. En la Recomendación ACI 213.3R se encuentra una detallada guía del empleo de aditivos.

Algunos adiciones minerales, especialmente los materiales con propiedades puzolánicas, y agregados de bajo módulo de fineza, pueden requerir mayor cantidad de aditivos incorporadores de aire para desarrollar la cantidad de aire incorporado requerida. Debe recordarse que ello no es enteramente cierto en el caso de las microsílices y las cenizas, que al formar gel disminuyen los poros capilares y, por consiguiente, la porosidad del concreto. Sobre este aspecto se requieren estudios adicionales a los efectuados, como Tesis Profesionales, en el Laboratorio de Ensayo de Materiales de la UNI.

El tema referido al aire incorporado y a los aditivos productores del mismo es de suficiente importancia como para merecer un tratamiento especial. Es por ello que al final de este Capítulo, y en forma de Anexo, se le trata en profundidad. Independientemente de ello es conveniente tener presente los siguientes aspectos:

- **a) El concreto con aire incorporado es producido mediante el empleo de un aditivo incorporador de aire añadido al concreto en la mezcladora, o un cemento con incorporador de aire, o ambos si es necesario.**
- **b) El contenido de aire resultante depende de muchos factores incluyendo las propiedades de los materiales empleados, las proporciones de mezcla, el tipo de mezcladora, el tiempo de mezclado, y la temperatura**
- **c) Cuando se emplea un aditivo incorporador de aire, el dosaje se varía en lo que fuere necesario para obtener el contenido**

de aire deseado. Ello no es posible cuando se emplea cementos con incorporador de aire y, ocasionalmente, el contenido de aire puede ser inadecuado o excesivo.

d) El método de emplear cementos con incorporador de aire es el más conveniente cuando se desea alguna seguridad de obtener protección contra la congelación cíclica en obras pequeñas en las que no se dispone del equipo para comprobar el contenido de aire.

e) Las muestras para determinar el contenido de aire deberán ser tomadas tan cerca del punto de colocación como sea posible. La frecuencia del muestreo debe ser la indicada en la Norma ASTM C 94.

f) Para concretos de peso normal se puede emplear los siguientes métodos de ensayo:

El método volumétrico de acuerdo a la Norma ASTM C 173; el método de presión de acuerdo a la Norma ASTM 231; o el ensayo de peso unitario de acuerdo a la Norma ASTM C 138. Este último puede ser empleado para comprobación de cualquiera de los otros dos. Para concretos livianos, el método volumétrico efectuado de acuerdo a ASTM C 173 deberá ser empleado.

g) El contenido de aire y otras características del sistema de burbujas de aire en el concreto endurecido pueden ser determinados microscópicamente de acuerdo a la Norma ASTM C 457. La recomendación ACI 213.3R da un listado de las características de las burbujas de aire requeridas por durabilidad. La Norma ASTM C 672 proporciona un método para asegurar la resistencia del concreto al descascaramiento por acción de los descongelantes.

En exposiciones severas y muy severas el concreto de peso normal resistente a la congelación debe tener una relación agua-material cementante de diseño que no deberá ser mayor de:

.- Secciones delgadas 0.45

.- Otras estructuras ..... …… 0.50

.- Concreto expuesto a sales descongelantes 0.45

Debido a que el grado de absorción de algunos agregados livianos puede ser incierto es conveniente especificar un valor mínimo de resistencia en compresión, en lugar de una relación agua-cementante, dada la dificultad de calcular ésta. Para estos concretos es conveniente especificar a los 28 días una resistencia en compresión no menor de 280 kg/cm2.

Los concretos con aire incorporado deben ser capaces de resistir los efectos de la congelación tan pronto como alcancen una resistencia en compresión de 35 kg/cm2, siempre que no existan fuentes externas que puedan incrementar la humedad. A una temperatura ambiente de 10°C la mayoría de los concretos, adecuadamente proporcionados y colocados, alcanzarán la resistencia indicada en algún momento del segundo día de vaciado

Antes de estar expuesto a una congelación severa mientras está críticamente saturado, el concreto debe alcanzar una resistencia en compresión del orden de 280 kg/cm2. Es recomendable un período de secado después del curado y antes de la exposición al ambiente frío. Para condiciones de exposición moderadas es recomendable una resistencia mínima de 280 kg/cm2.

Son esenciales buenas prácticas constructivas cuando se requiere concretos durables en ambientes de baja temperatura.

La relación agregado fino-grueso debe garantizar un concreto que pueda ser trasladado, colocado y compactado sin segregación.

En la selección de las proporciones debe garantizarse concretos sin

grietas, cangrejeras o imperfecciones similares, los cuales tendrán baja permeabilidad y adecuada resistencia a la penetración de agua. La relación fino-grueso elegida debe permitir obtener un concreto que pueda ser colocado sin segregación.

Deberá darse particular atención a la construcción de losas de pavimentos que deberán estar expuestas a la acción de sales descongelantes debido a los problemas inherentes a la obtención de losas con acabados durables, y a la severidad de la exposición. El concreto en tales losas, y en general el concreto en las construcciones, deberá ser adecuadamente consolidado; sin embargo, un exceso de trabajo en la superficie; un sobre acabado; o la adición de agua para ayudar en el acabado deberán ser evitados. Las acciones indicadas proporcionan excesivo mortero o agua a la superficie, y la lechada resultante es especialmente vulnerable a la acción de congelación o de los descongelantes químicos.

Igualmente, las prácticas indicadas pueden remover el aire incorporado de la región superficial. Ello es de poca importancia si sólo las grandes burbujas de aire son expelidas, pero la durabilidad podría ser muy seriamente afectada si se removieran las pequeñas burbujas. Por ello debe considerarse como crítico al tiempo de acabado, recomendándose ver lo indicado en la recomendación ACI 302.1R.

Antes de la aplicación de un descongelante, el pavimento de concreto deberá haber recibido algún secado, y el nivel de resistencia especificado para la apertura al tráfico deberá ser considerado en el esquema de posibles fallas del pavimento. En algunos casos puede ser posible emplear métodos diferentes a los agentes para remoción del hielo, tales como abrasivos, para controlar la posibilidad de deslizamiento cuando el concreto puede ser vulnerable a éste.

Debe cumplirse las recomendaciones de concretado en climas fríos. De especial importancia es el control del contenido de aire incorporado.

Una estructura bien diseñada, preparada con un concreto de alta calidad, adecuadamente consolidado y curado, en el cual se ha empleado aire incorporado y agregados durables, no requerirá una cobertura de protección. Los concretos que muestren posibilidades de destrucción por congelación pueden extender su vida útil si se les aplica una película de protección para mantener el agua fuera del concreto.

Los revestimientos con aceite de linaza pueden dar una película protectora, debiendo evitarse un revestimiento impermeable que pueda impedir pérdidas de humedad por secado.

Se recomienda un sellado impermeable en los puntos de máxima exposición a la humedad y el empleo de un revestimiento permeable, o ninguno, en las otras superficies.

Se ha empleado siliconas como un revestimiento de protección, especialmente por ser repelentes al agua. Este procedimiento puede ser inefectivo o potencialmente dañino si se aplica a las superficies opuestas al lado por donde ingresa el agua.

Cuando se trabaja con concretos livianos, debe tenerse cuidado de no exceder la humedad del agregado excesivamente antes del mezclado. La saturación por vacío o procedimientos térmicos (por ejemplo cuando es necesario por bombeo) puede llevar los agregados livianos a un nivel de humedad en el cual el agua absorvida deberá causar fallas del concreto cuando éste se congela cíclicamente, a menos que el concreto haya tenido la oportunidad de secar antes de la congelación.

TABLA 8(a)

CONTENIDO DE AIRE ATRAPADO

TAMAÑO MAXIMO	AIRE ATRAPADO
3/8"	3.0%
1/2"	2.5%
3/4"	2.O%
1"	1.5%
1 1/2"	1.0%
2"	0.5%
3"	0.3%
6"	0.2%

TABLA 8(b)

TAMAÑO MAXIMO NOMINAL	CONTENIDO DE AIRE TOTAL, EN %		
	EXPOSICION SUAVE	EXPOSICION MODERADA	EXPOSICION SEVERA
3/8"	4.5	6.O	7.5
1/2"	4.0	5.5	7.0
3/4"	3.5	5.0	6.0
1"	3.0	4.5	6.0
1 1/2"	2.5	4.5	5.5
2"	2.0	4.0	5.0
3"	1.5	3.5	4.5
6"	1.0	3.0	4.0

-Todos los valores de la Tabla corresponden al contenido total de la mezcla de concreto. Sin embargo, cuando se efectúa el ensayo de determinación del contenido de aire en concretos en los que el tamaño máximo nominal del agregado es de 2", 3", ó 6", el agregado mayor de 1 1/2" debe ser removido, ya sea manualmente o por cernido húmedo, y el contenido de aire determinado para la fracción menor de 1 1/2"; debiéndose aplicar las tolerancias en el contenido de aire a éste valor.

-El contenido total de aire de la mezcla se computa a partir de la fracción de agregado menor de 1 1/2".

-El contenido de aire incorporado se determina restando del valor de esta Tabla, el del aire atrapado dado por la Tabla 8(a)

TABLA 8

CONDICIONES ESPECIALES DE EXPOSICION

CONDICIONES DE EXPOSICION	RELACION w/c MAXIMA EN CONCRETOS CON AGREGADO DE PESO NORMAL	RESISTENCIA EN COMPRESION MINIMA EN
AGREGADOS NORMAL.		AGREGADOS LIVIANOS
Concretos de baja permeabilidad:		
(a) Expuesto a agua dulce	0.50	240 kg/cm2
(b) Expuesto a agua de mar o aguas salobres	0.45	240 kg/cm2
(c) Expuesto a la acción de aguas cloacales	0.45	240 kg/cm2
Concretos expuestos a procesos de congelación y deshielo en condición húmeda:		

(a) Sardineles, cunetas, secciones delgadas	**0.45**	**.....**	**300 kg/cm2**
(b) Otros elementos ...	**0.50**	**.....**	**300 kg/cm2**

Protección contra la corrosión de concreto expuesto a la acción de agua de mar, aguas salobres, neblina o rocío de estas aguas	**0.40**	**.....**	**325 kg/cm2**
Si el recubrimiento mínimo se incrementa en 15 mm	**0.45**	**.....**	**325 kg/cm2**

ANEXO 1

AIRE INCORPORADO

1.- HISTORIA

Los tratadistas han vinculado el empleo del aire incorporado con la construcción de las grandes obras del Imperio Romano al hacer referencia a los escritos de Marco Antonio Polión, arquitecto romano del Siglo I A.C., quién especifica que para las argamasas "se prepará una mezcla de cal hidratada, marmolina o polvo de mármol y arena blanca, con agua a la cual se añadirá ya sea grasa de chancho, leche cortada o sangre". Como se conoce, las grasas se incluyen en el grupo de los agentes incorporadores de aire. Es interesante indicar que, ya antes de los romanos, los egipcios emplearon sangre de esclavos muertos en la preparación de la argamasa para la construcción de las grandes pirámides.

En la ciudad de Nueva York se observó alrededor de 1940, que aquellos pavimentos en los cuales se había reemplazado en la mezcla de concreto un saco de cemento portland por uno de cemento natural, mostraban una mayor resistencia al descascaramiento que se producía cuando se empleaban sales para remover el hielo. Esta acción se atribuyó a la presencia del cemento natural.

El investigador IRA demostró que los testigos extraídos de pavimentos tenían una mayor resistencia a los procesos de congelación y deshielo cuando la mezcla contenía cemento portland el cual se había mezclado con cemento natural que, a su vez, contenía aproximadamente 0.07% de grasa. La disminución en el peso unitario de estos concretos llevó a la conclusión que las losas más resistentes a la acción del intemperismo contenían un porcentaje mayor de aire.

IRA descubrió, en el laboratorio, que determinados elementos auxiliares empleados en la fabricación del cemento natural incorporaban aire al concreto y sugirió la teoría que el aire incorporado, más que el cemento natural, era el responsable de la mayor resistencia a los agentes intempéricos.

El primer trabajo que trata de relacionar los ensayos de congelación y deshielo con el contenido de aire del concreto se publicó por la Portland Cement Association en 1938. Pero el término "cemento con incorporador de aire" no se empleó hasta 1941, después que la misma entidad creó el Comité encargado de estudiar el comportamiento de los cementos, época en la que este tipo de cementos era conocido como "cementos tratados".

En 1940 este Comité establece conceptos fundamentales al señalar que "Tanto la resina vinsol como las grasas reducen el peso unitario del concreto al incorporar aire, distribuído a través de toda la masa en forma de burbujas microscópicas. La reducción en la resistencia a la compresión y el peso unitario del concreto, resultantes del incremento en la resistencia a la congelación del concreto, puede parecer contradictoria dado que generalmente se acepta que cuanto más denso y resistente es el concreto mayor es su durabilidad.

El principio que la durabilidad se incrementa con la resistencia es válido en tanto que los requisitos para fabricar un buen concreto se satisfagan pero, más allá de este punto, la teoría que la resistencia es un índice de durabilidad no es cierta. Así, la reducción en la resistencia en compresión y el peso unitario del concreto, resultantes del incremento en la resistencia a la congelación por la incorporación de aire, puede parecer contradictoria dado que generalmente se acepta que cuanto más denso y resistente es el concreto mayor es su durabilidad.

A partir de 1941, los estudios sobre los efectos de la incorporación de aire sobre las propiedades del concreto, así como aquellos referidos a

los diferentes tipos de agentes incorporadores de aire, han continuado en forma creciente, considerándose, a fines del siglo pasado, que las teorías sobre incorporación de aire y sus efectos sobre las propiedades del concreto son uno de los más importantes avances en la Tecnología del Concreto desde que Abrams, en 1918, formuló la teoría de la relación agua-cemento y su efecto sobre la resistencia.

2.- CONCEPTO GENERAL

A diferencia del aire accidentalmente atrapado en la masa de concreto, el aire incorporado es aquel que ha sido intencionalmente añadido a la mezcla mediante el empleo de un aditivo apropiado.

La aceptación universal del aire incorporado en el concreto certifica los beneficios que se derivan de su uso. La resistencia superior al deterioro causado por el congelamiento y descongelamiento ya no es cuestionada después de décadas de su uso, el cual es obligatorio bajo condiciones de clima severo.

Los poros de aire atrapado, presentes con un promedio del orden del 1% en los concretos normales, no son suficientes para evitar el deterioro del concreto cuando el agua congela en los poros capilares saturados del mismo. Ello es debido a que la distancia entre los poros de aire atrapado y los poros capilares no es lo suficientemente cercana y, por tanto, los primeros no son una ayuda para el control de los esfuerzos resultantes de la congelación del agua en los poros capilares del concreto.

Para dar una protección efectiva, el factor de espaciamiento, o distancia efectiva entre los poros capilares y las burbujas de aire incorporado, no debería ser mayor de 0.2 mm. El aire incorporado permite cumplir éste requisito gracias a la presencia de grandes cantidades de burbujas muy pequeñas que crean puntos de disipación de las presiones que se originan al pasar el agua a hielo, aumentando la resistencia de la pasta a los ciclos de congelación.

El aire incorporado es obtenido mediante la adición al concreto, al momento de la mezcla, de una pequeña cantidad, generalmente menor al 0.01% en peso del cemento, de un aditivo incorporador de aire. Estos aditivos son productos químicos orgánicos de actividad superficial, los cuales tienen las propiedades de las espumas estabilizantes, siendo requisito que produzcan una gran cantidad de pequeñas burbujas antes que un pequeño número de grandes burbujas, ya que éstas estarían demasiado apartadas para ser efectivas en el control de las presiones debidas a la conversión agua-hielo.

Un concreto con aire incorporado, con un contenido total de aire del 5% y aproximadamente 800 mil burbujas por cm3, experimentará una expansión del 0.1% después de 550 ciclos de congelación, en tanto que el mismo concreto sin aire incorporado experimentará una expansión similar con 19 ciclos de congelación, para un contenido de aire atrapado de 1.8%, equivalente a 18 mil burbujas por cm3.

El aire incorporado incrementa la porosidad del concreto pero, de acuerdo a Feret, reduce su resistencia.

Sin embargo, el incremento en la trabajabilidad y reducción en la resistencia permiten reducir el contenido de agua y agregado fino compensando los factores que inducen a la pérdida de resistencia. Puede darse el caso que en mezclas de bajo contenido de cemento y alta relación agua-cementante de diseño la resistencia se incremente.

La incorporación de aire tiene poco efecto sobre la capacidad de absorción de agua y permeabilidad del concreto. Al reducirse la exudación e incrementarse la trabajabilidad puede obtenerse, como efecto indirecto, una reducción en la permeabilidad del concreto.

Los elementos de concreto, sujetos a clima severo, no presentan deterioro o éste es muy pequeño si se les incorpora aire. En estructuras sin aire incorporado, el daño es mayor para concretos pobres de alta relación agua-cemento. Existe suficiente evidencia para probar el mejor comportamiento de los concretos con aire incorporado expuestos a procesos de congelación. Se considera más importante el empleo de aire incorporado que la selección agua-cemento de la mezcla.

3.- ORIGEN DEL AIRE EN EL CONCRETO

3.1.- AIRE ATRAPADO O AIRE NATURAL

El primer tipo de aire al que se hace referencia es conocido con los nombres de "aire atrapado" ó "aire natural". Es indudable que la expresión "aire natural" es inapropiada en su aplicación, dado que no existe evidencia que indique que un tipo particular de burbujas es parte constitutiva natural de una combinación de agregados, cemento y agua, independientemente de la presencia o ausencia de un aditivo incorporador de aire o del grado de compactación de la mezcla.

Igualmente, el término "aire atrapado" resulta inapropiado para designar al que se encuentra dentro del primer caso, en la medida en que todo aire contenido en los poros de un concreto plástico está literalmente atrapado. Sin embargo conservaremos este concepto para aquel aire que no ha sido intencionalmente incorporado, debido a la difusión que el mismo ha alcanzado.

El grado de diferenciación entre un concreto sin el aire incorporado y otro con él depende, en primer lugar, del tamaño y espaciamiento de las burbujas de aire que se incorporan al concreto durante la mezcla y, en segundo lugar, de la velocidad con que dichas burbujas cambian en número y tamaño durante los procesos de manipulación y colocación de la mezcla que preceden al endurecimiento del concreto.

Ello establece una primera premisa, esto es que, desde que el sistema de burbujas de un concreto fraguado es solamente el resultado de la calidad de las burbujas presentes al tiempo del endurecimiento, es conveniente conocer el proceso que controla su producción y su posterior comportamiento antes que el concreto fragüe. Las burbujas de aire atrapado se caracterizan porque su diámetro es mayor de 1 mm, y su perfil es irregular, esto último debido a que la periferia de las burbujas sigue el contorno de las partículas de agregado que la rodean.

De acuerdo a los estudios de Mielenz, el aire atrapado presente en los vacíos de la pasta de un concreto no endurecido puede tener su origen en 4 causas principales:

- **a) El aire que originariamente ha estado presente en los espacios intergranulares del cemento y agregados y que no ha sido eliminado por el proceso de mezclado.**
- **b) El aire que habiendo estado originariamente presente en los espacios intergranulares del cemento y agregado, ha sido posteriormente expelido de los mismos, antes del endurecimiento del concreto, debido a movimientos internos del agua sujeta a tensiones hidraulica y capilar.**
- **c) El aire originalmente disuelto en el agua de la mezcla.**
- **d) El aire que es incorporado dentro de la masa de concreto durante los procesos de mezcla y colocación.**

Las anteriores son las únicas fuentes principales de origen de las burbujas de aire presentes en la pasta de concreto.

Debido a que están atrapadas en el conjunto de la masa de agregado y además pueden adherirse a las partículas de éste, así como a las del cemento, una proporción importante de las burbujas de aire generadas por las operaciones de mezcla y colocación permanece dentro del concreto.

Estas burbujas son más abundantes en mezclas pobres de concreto sin aire incorporado, especialmente si la arena es pobre en las partículas más finas. Este tipo de partículas no son efectivas para mejorar la trabajabilidad del concreto ya que no disminuyen, y más bien tienden a aumentar, la capacidad de dilatación que es necesario manipular.

Es importante recordar que para una mezcla adecuadamente diseñada, el agregado constituye una estructura granular continua dentro de la cual la pasta y las burbujas de aire están intercaladas. El aire contenido en dichas burbujas solo puede escapar de esta estructura granular por el desplazamiento de los espacios intergranulares debido a la acción de la sub presión durante los procesos de colocación y compactación del concreto, dado que en este tipo de burbujas el aire presente en las mismas está bajo la acción de una doble presión impuesta por la acción de las fuerzas capilares y la hidrostática que corresponde al agua de la mezcla.

3.2.- AIRE INCORPORADO

El aire presente en la masa del concreto puede variar entre dos extremos en su relación con la estructura granular de este:

- **a) Por una parte pueden presentarse masas de aire enteramente rodeadas por partículas de agregado, las cuales pueden estar sometidas únicamente a la presión del agua subyacente; y**
- **b) Por otro lado pueden presentarse burbujas encerradas dentro de un mortero de cemento y agregado fino, las cuales no están sometidas a otro tipo de presión que no sea la del concreto que está encima de ellas.**

Por regla general, el aire contenido en los vacíos de un concreto o mortero no endurecidos estará sometido a una condición intermedia entre esos dos extremos.

Las burbujas de aire incorporado, segundo tipo que puede estar presente en la pasta de concreto, son retenidas en el mismo como resultado de la adherencia, por fuerzas químicas superficiales a las partículas de cemento y agregados, así como por la viscosidad inherente a la pasta.

Las burbujas de aire incorporado se caracterizan por tener un diámetro que varía entre 10 y 1000 um; así como un perfil esférico o que se aproxima a dicha forma, el cual es el resultado de la presión hidrostática a que están sujetas las burbujas por acción de la pasta, agua y agregado fino que las rodea.

Las burbujas de aire incorporado:

a) Se desarrollan mejor en mezclas ricas que contienen agregado fino bien graduado; y

b) Mejoran la trabajabilidad de las mezclas debido al incremento en el espaciamiento de los sólidos en la masa y la disminución en la dilatación, y para cargas que actúan en períodos cortos facilitan el acomodo de las partículas de agregado.

4.- CARACTERISTICAS DE LAS BURBUJAS

4.1.- CONDICION DE PRESION

El aire encerrado en las burbujas presentes en la pasta no endurecida de un concreto está sometido a una presión mayor que la atmosférica. Ello debido a la presión hidrostática del concreto que está por encima o una parte de ellas, así como cualquier otra carga impuesta sobre el concreto; y a la curvatura de la interface aire-agua.

En relación con lo indicado anteriormente se tiene que:

a) La presión resultante del concreto puede variar desde virtualmente cero a muchos kilos por centímetro cuadrado, siendo el incremento del orden de 0.07 kg/cm2 por cada 30 cm de altura.

b) La presión resultante de la tensión superficial en la interfase aire-agua está controlada por el diámetro de la burbuja y el espesor de la partícula.

c) La presión en el interior de una burbuja de aire se incrementa rápidamente conforme el diámetro de la burbuja decrece en valores de 100 µm. La presión es de 1.7 atmósferas cuando el diámetro es de 4 µm y de 3.85 atmósferas cuando el diámetro es de 1 µm.

4.2.- SOLUBILIDAD EN AGUA

La tendencia a disolverse del aire que se encuentra en el agua en forma de burbujas, se incrementa rápidamente cuando el tamaño de las burbujas disminuye por debajo de 100 um, siendo esta tendencia extremadamente rápida en diámetros menores de 10 um. Tomando como hipótesis de trabajo la ecuación que relaciona la fracción de gas disuelta en agua con el exceso de presión y la Ley de Henry, se ha podido establecer que, mientras el concreto está en estado no endurecido, el aire que se encuentra en el agua en forma de burbujas muy pequeñas está siendo disuelto mucho más rápidamente que aquel que se encuentra presente en forma de grandes burbujas, siendo improbable que cualquier burbuja que originalmente tenía un diámetro menor de 10 um se conserve.

Por lo tanto, son las burbujas que en la mezcla fresca tenían diámetros mayores de 10 µm las que finalmente, en el concreto ya endurecido, han de haber producido las burbujas menores de 10 µm, siendo la causa fundamental de ello el que la pasta endurece después que el tamaño de algunas burbujas se ha reducido a diámetros menores por acción de la disolución de aire.

4.3.- INTERCAMBIO DE AIRE

Conforme el aire de las burbujas menores se disuelve, el agua se satura rápidamente de éste en relación a las burbujas de radio promedio. Desde este momento hasta que la pasta es lo suficientemente rígida como para producir una estructura relativamente estable, el aire en las burbujas menores que el promedio se disuelve y las burbujas mayores que el promedio tienden a incrementarse debido al escape del aire desde el agua.

Si bien la velocidad con que este intercambio se produce en el concreto aún no está claramente establecida, se sabe que como resultado final del proceso de intercambio de aire se produce una disminución en el número de burbujas, un incremento en su tamaño promedio y volumen total y una disminución en la superficie específica de las mismas.

Por lo tanto puede establecerse dos hechos:

a) Todos aquellos factores que tienden a incrementar el tiempo de fraguado del concreto deberán tender a incrementar el espaciamiento de las burbujas y a disminuir la superficie específica.

b) Un alta relación agua-aire deberá incrementar la velocidad con la que las pequeñas burbujas se disuelven, dado que la mayor cantidad de ellas deberá disolverse para producir sobre saturación de aire disuelto en agua.

De acuerdo a los estudios de Powers, con un factor de espaciamiento de 0.254 mm, las burbujas menores de 3 a 4 μm están completamente disueltas antes que el aire comience a ingresar a burbujas mayores. Igualmente, Powers sostiene que una alta relación agua-cemento, y alto contenido de agua, deberán hacer más difícil la producción de morteros o concretos en los cuales el factor de espaciamiento sea muy pequeño.

Es en razón de lo anteriormente expuesto que demoras en la colocación del concreto incrementarán progresivamente la pérdida de aire durante la compactación, en la medida que dichas demoras permiten que el intercambio de aire progrese lo suficiente para incrementar el tamaño promedio y facilite el escape de las burbujas.

Si bien no se ha efectuado mediciones de la velocidad con la que el aire pasa de una burbuja a otra mayor, se ha establecido, sin embargo, que la velocidad de transición del aire de las pequeñas a las grandes burbujas es directamente proporcional a:

a) El área de la interfase aire-agua;
b) La diferencia de presión entre las burbujas que pierden aire y aquellas que lo ganan;
c) La solubilidad del aire en el agua; y
d) La velocidad de difusión del aire a través del agua.

E inversamente proporcional a la distancia a través de la cual la difusión corre. La velocidad de transmisión dependerá igualmente de la permeabilidad de la película en la interfase aire-agua. Así mismo, las propiedades de la película dependen de las características del agente incorporador de aire, de su concentración y del área de la interfase aire-agua en relación al volumen de la fase agua.

Para un sistema de burbujas de aire incorporado, el área superficial efectiva a través de la cual la transmisión de aire tiene lugar depende la distribución por tamaños de las burbujas y deberá variar directamente con la superficie específica de las mismas, al mismo tiempo que variará directamente con el factor de espaciamiento la distancia entre la superficie de las burbujas.

Estudios realizados en las espumas aire-agua han permitido determinar que el área superficial de las burbujas disminuye y el diámetro promedio se incrementa fuertemente durante los primeros minutos

después que la espuma se forma. Es evidente que en un concreto la velocidad de transmisión de aire de las burbujas menores a las mayores es menor que para una espuma aire-agua. Ello se debe a tres factores:

a) La distancia de burbuja a burbuja es mayor;
b) La solubilidad del aire en la fase agua es menor que en agua pura, debido a los electrolitos presentes en la solución;
c) La difusión del aire disuelto probablemente disminuye por la alta viscosidad del agua adyacente a las partículas de cemento hidratado.

Aún así, no existen razones para pensar que el proceso no es importante en la modificación de los parámetros del sistema de vacíos en las pastas.

4.4.- IMPORTANCIA DE LA RELACION AGUA-CEMENTO

Para un cemento dado y una determinada proporción de un aditivo incorporador de aire, debe existir una óptima relación agua-cemento para pastas puras o lechadas, relación de la cual se obtenga un factor de espaciamiento mínimo que se mantenga después del endurecimiento.

Para relaciones agua-cemento dentro del rango de 0.3 en peso, la película de agua sobre los granos de cemento será insuficiente para producir una adecuada acción espumante, el proceso de atrapado de aire durante el mezclado será mínimo y una adecuada compactación de la pasta puede ser difícil. Para tales mezclas el contenido de aire deberá ser más bajo y el diámetro de las burbujas mayor que aquellas que se obtendrían, con la misma proporción de aditivo incorporador de aire, en una relación agua-cemento más alta. Posterior a la colocación del concreto, el contenido de aire se incrementará en 1.1% como consecuencia del intercambio de aire.

En relaciones agua-cemento intermedias, de 0.4 a 0.6 en peso, se

producirán abundantes burbujas de aire en la presencia de una proporción adecuada de un aditivo incorporador de aire , siendo el tamaño promedio de las burbujas mayor como consecuencia del intercambio de aire entre las pequeñas y las grandes burbujas, incrementándose este intercambio al aumentar la relación agua-cemento. En relaciones agua-cemento muy altas, una gran proporción de las burbujas de aire deberán perderse por alargamiento progresivo y escape a través de la mezcla.

De los estudios efectuados por Mielenz, se ha podido determinar que el contenido de aire de una mezcla no endurecida es menor que aquel que se determina microscópicamente sobre especimenes endurecidos, incrementándose la diferencia entre estos valores de manera progresiva conforme aumenta la relación agua-cemento.

Al respecto Mielenz indica que las muestras con una relación agua-cemento de 0.3 aparentemente contienen insuficiente cantidad de agua para permitir una adecuada formación de burbujas y un entrampe del aire durante el mezclado. En este caso el contenido de aire será bajo y el factor de espaciamiento alto. Con posterioridad a la colocación del concreto, el contenido de aire se incrementará en 1.1% como consecuencia del intercambio de aire.

Mielenz indica que para contenidos de agua-cemento del orden de 0.4 se han obtenido valores óptimos del factor de espaciamiento, siendo el área superficial y la frecuencia de burbujas mayores e, igualmente , incrementándose el contenido de aire en 1.6% antes del endurecimiento del concreto. Igualmente señala que el factor de espaciamiento se incrementa progresivamente con incrementos en la relación agua-cemento de 0.5 y 0.6, así como que el contenido de aire, después de la colocación, se incrementa en 2.4% y 5.5% respectivamente.

En relaciones agua-cemento muy altas, una gran proporción de las burbujas de aire se perderán por alargamiento progresivo y escape a

través de la mezcla.

4.5.- CONTENIDO DE ÁLCALIS

Muchos agentes incorporadores de aire producen, en la interfase aire-agua, en presencia de iones calcio, una película compuesta principalmente de la sal cálcica del constituyente principal activo del agente. Dicha película puede variar en propiedades tales como permeabilidad al aire, resistencia y elasticidad, con cambios en la composición y espesor de la película. Debido a que las altas concentraciones de álcalis en las soluciones que se desarrollan durante la hidratación del cemento tienden a disminuir fuertemente la concentración de calcio en la solución, es de esperar que aquellos cementos que proporcionan rápidamente una alta concentración de iones sodio o potasio en la solución puedan causar, en la interfase aire-agua, películas más delgadas y solubles que aquellas que se desarrollan en presencia de cementos de bajo contenido de álcalis.

Sobre la base de experiencias de laboratorio se ha podido determinar que se presenta un fuerte incremento en el factor de espaciamiento, así como una gran disminución en el área superficial de las burbujas, en cementos con porcentajes mayores del 1% de óxido de sodio. Siendo la proporción de aire incorporado idéntica, los álcalis pueden disminuir el número de burbujas de diámetro menor.

Si se sigue las recomendaciones del método de diseño de mezclas elegido, se asegurará un sistema de burbujas satisfactorio siempre que el aditivo empleado cumpla con los requisitos establecidos en la Norma ASTM C 260. Bajo las condiciones anteriores, el factor de espaciamiento de 0.1 a 0.2 mm y la superficie específica del sistema de burbujas variará de 230 a 430 centímetros cuadrados por centímetro cúbico. Como las burbujas no son de un solo diámetro, su granulometría se expresa en términos de superficie específica.

5.- OPTIMO CONTENIDO DE AIRE

Para cada mezcla de concreto existe un volumen mínimo de burbujas que se requiere para obtener protección contra las heladas. En relación con ello se ha determinado dos hechos importantes:

a) Se ha demostrado, por Klieger, que este volumen corresponde al 9% del volumen del mortero siendo, de hecho, esencial que el aire esté distribuido a través de la pasta de cemento; y

b) El factor de espaciamiento, espesor de la pasta entre burbujas de aire adyacentes, se considera el elemento determinante, estimando por Powers que un espaciamiento de 0.25 mm entre burbujas es el mínimo requerido para obtener protección contra la acción destructiva de la congelación.

El tamaño de las burbujas depende en forma importante del proceso de formación de la espuma. Como, de hecho, las burbujas no son de un solo diámetro se expresa su graduación en términos de superficie específica, dada en centímetros cuadrados por centímetro cúbico. En relación con lo anterior debe siempre tenerse presente que en cualquier concreto existe aire atrapado, tenga o no aire incorporado, y no siendo fácil la distinción entre las dos clases de burbujas, la superficie específica representa un valor promedio para todas las burbujas de una pasta dada.

Para concretos con aire incorporado de calidad satisfactoria, la superficie específica de las burbujas está en el rango de 150 a 250 centímetros cuadrados por centímetro cúbico. Por contraste, la superficie específica del aire atrapado es menor de 120 centímetros cuadrados por centímetro cúbico.

Es importante señalar que aunque el aire presente en la pasta es el que interesa, es usual especificar el contenido de aire como un porcentaje

del volumen del concreto, por lo que los ensayos suelen dar este último valor y no la relación de vacíos en la pasta de cemento. Así por ejemplo, para un concreto con un contenido de cemento de 7 bolsas por metro cúbico, se encuentra que:

a) Con un agregado grueso de tamaño máximo de 1 ½", el contenido total de aire será de 4.5%; el contenido de aire del mortero será de 8.5%; el contenido de aire de la pasta será de 16.4%; y el factor de espaciamiento será de 0.02 mm.

b) Para un tamaño máximo del agregado de ¾", el contenido total de aire será de 5%; el contenido de aire del mortero será de 8.3%; el contenido de aire de la pasta será de 16.9%; y el factor de espaciamiento será de 0.023 mm.

De lo anterior se observa que las variaciones en el mortero y pasta no son significativas, pudiendo presentarse diferencias mayores cuando el tamaño máximo del agregado está en el orden de 3/8" o la malla N° 4, casos en los que el contenido total de aire puede llegar al 9%, el contenido de aire del mortero puede alcanzar el 8.7%, el contenido de aire de la pasta llegar a valores del 23% y el factor de espaciamiento incrementarse a 0.3 mm. Debido a que la matriz cemento-pasta es la que realmente es protegida por el contenido de aire, y que es dentro de esta matriz que el factor de espaciamiento de las burbujas es importante, el óptimo contenido de aire de una mezcla puede variar en proporción a la cantidad de pasta de la matriz.

El contenido de aire del mortero puede calcularse a partir de la siguiente ecuación:

$$C.A.M. = 100\ A/C + W + S + A$$

y el contenido de aire de la pasta a partir de la ecuación:

$$C.A.P. = 100\ A/C + W + A$$

siendo:

C = volumen absoluto del cemento
W = volumen absoluto del agua de mezclado neta
S = volumen absoluto del agregado fino
A = volumen de aire en el concreto

Si bien el contenido de aire de la mezcla puede variar dentro de un rango bastante grande, el contenido de aire del mortero es esencialmente constante, alrededor del 9%; siendo la reducción en el aire total un reemplazo progresivo de pasta por agregado. Conforme aumenta el tamaño máximo del agregado se requiere menor cantidad de mortero y pasta.

6.- METODOS DE INCORPORACION DE AIRE

6.1.- CONCEPTO

Si en una obra determinada se ha tomado la decisión de incorporar aire, ello puede hacerse:

a) Empleando un cemento Pórtland con incorporador de aire. Este tipo de cemento no se fabrica en el Perú; o
b) Adicionando un agente incorporador de aire cuando se prepara la mezcla de concreto.

Independientemente del método de incorporación de aire empleado, las propiedades de los materiales, las proporciones de la mezcla, así como todos los aspectos referentes al proceso de puesta en obra deben permanecer tan constantes como sea posible, de manera que el contenido de aire del concreto permanezca uniforme

Se debe mantener un control permanente del contenido de aire de la mezcla, por cualquiera de los métodos normalizados, lo cual garantizará que se está adicionando el porcentaje de aditivo deseado, especialmente si se emplean los altos contenidos de aditivo incorporador de aire requeridos en todos los concretos que contienen cemento portland puzolánicos, cenizas, adiciones minerales finamente molidas, o adiciones colorantes.

6.2.- CEMENTOS CON INCORPORADOR DE AIRE

En los Estados Unidos los cementos con incorporador de aire son producidos por la adición de un agente incorporador de aire conjuntamente con el sulfato de calcio durante el proceso de molienda del clinker. Las ventajas de emplear cementos con incorporador de aire son fundamentalmente dos:

a) **Facilidad de empleo;**
b) **Bajo condiciones mantenidas de dosificación y mezclado, se incorpora un porcentaje fijo de aire, garantizando las ventajas de ello sin las complicaciones de trabajo en obra resultantes de añadir un quinto ingrediente a la mezcladora.**

Sin embargo, este tipo de cementos también tiene desventajas importantes:

a) **Si se emplea un cemento con incorporador de aire, el agua de mezclado deberá primero disolver el agente incorporador de aire presente en el cemento antes que cualquier acción tenga lugar. Por lo tanto, el volumen de aire incorporado es muy sensible al tiempo de mezclado.**
b) **Es practicamente imposible modificar el porcentaje de aire incorporado.**

6.3.- AGENTES INCORPORADORES DE AIRE

El porcentaje de aire incorporado a la mezcla depende de una serie de variables, algunas de las cuales pueden ser más difíciles de controlar cuando el proceso de incorporación de aire es hecho en la mezcladora y no durante la fabricación del cemento. Entre dichos inconvenientes se puede mencionar:

a) El trabajo con un quinto ingrediente exige un mayor control y una vigilancia más estricta.
b) Se incrementa la posibilidad de errores y se crea la necesidad de emplear dispositivos de medición adicionales.

Sin embargo, siempre que pueda ejercerse una adecuada supervisión puede ser más conveniente añadir el agente incorporador de aire a la mezcladora dado que ello permite:

a) Controlar el porcentaje de aire incorporado dentro de los márgenes más estrechos;
b) Realizar ajustes para compensar todas las variables que puedan presentarse bajo condiciones de obra.

6.4.- CONSIDERACIONES ESPECIALES

Independientemente del método de incorporación de aire empleado, las propiedades de los materiales, las proporciones de la mezcla, así como todos los aspectos referentes al proceso de puesta en obra, deberán ser mantenidos tan constantes como sea posible, de manera que el contenido de aire del concreto permanezca uniforme.

Si bien el contenido de aire debe ser controlado durante todo el transcurso del trabajo, debe darse especial atención a los altos porcentajes de aditivo incorporador de aire requeridos en los concretos que contienen cementos Pórtland puzolánicos, cenizas, aditivos minerales finamente divididos,o microsílices

Un control permanente del contenido de aire de la mezcla, por cualquiera de los métodos normalizados, garantizará que se está adicionando el porcentaje de aditivo deseado.

7.- ADITIVOS INCORPORADORES DE AIR

7.1.- REQUISITOS ESENCIALES

Los requisitos esenciales de un agente incorporador de aire son:

a) Que produzca rápidamente un sistema de espuma estable y finamente dividido, el cual posea características de alta superficie específica y factor de espaciamiento muy pequeño; y

b) Que la espuma no tenga efectos dañinos sobre el concreto.

Los aditivos incorporadores de aire deberán ensayarse previamente para certificar que cumplen con los requisitos establecidos en la Norma ASTM C 260. El cumplimiento de lo indicado en la Norma garantizará que el producto actúe como un aditivo incorporador de aire que pueda efectuar una mejora sustancial en la resistencia del concreto a los procesos de congelación y deshielo, sin que ninguna de las propiedades del concreto sea seriamente afectada.

7.2.- FORMAS DE INCORPORAR AIRE

Existen tres formas principales de incorporar aire o celdas de gas a una masa de concreto:

a) Por la adición de elementos químicos, tales como polvo de aluminio o polvo de zinc, los cuales generan gases por reacción química con el cemento. Igualmente el peróxido de hidrógeno forma celdas de gas en el concreto.

b) Por medio de agentes de actividad superficial, los cuales reducen la tensión superficial. Dentro de este grupo se encuentran los aditivos incorporadores de aire.

c) Por el empleo de agentes dispersantes, los cuales son compuestos químicos de actividad superficial que originan cambios electrostáticos que son impartidos a las partículas haciéndolas mutuamente repelentes y por lo tanto previenen la coagulación. Estos agentes normalmente no son humedificantes o formadores de espuma.

7.3.- ADICION DE ELEMENTOS QUÍMICOS

Muchos materiales son capaces de funcionar como aditivos incorporadores de aire. Algunos materiales, tales como el peróxido de hidrógeno y el polvo de aluminio, pueden ser empleados para incorporar burbujas de gas en la mezcla pero no son considerados aceptables como aditivos incorporadores de aire desde que ellos no necesariamente producen un sistema de burbujas que proporcione a la pasta resistencia adecuada a los procesos de congelación y deshielo.

En el análisis de este primer grupo conviene indicar que la incorporación de aire por medio de polvo de aluminio no es de uso práctico en trabajos de construcción dado que a menos que la operación se efectúe bajo condiciones de estricto control, los resultados pueden ser muy variables.

7.4.- ADICION DE INCORPORADORES DE AIRE

El segundo grupo es el de los clasificados como aditivos incorporadores de aire líquidos o en polvo, los cuales pueden ser subdivididos en:

a) Sales de resinas naturales de la madera . El más conocido de

estos productos es la resina Vinsol.

b) Grasas y aceites animales y vegetales, tales como el aceite de sebo y aceite de oliva y sus ácidos grasos, tales como el ácido esteárico y el ácido oleico.

c) Agentes humedificantes como las sales alcalinas de compuestos orgánicos sulfonados o sulfatados. Los detergentes sintéticos caen dentro de esta clasificación.

d) Sales de lignosulfatos; sales de ácidos de petróleo; sales de materiales derivados de las proteínas; sales orgánicas de hidrocarburos sulfonados.

Todos los materiales mencionados son, generalmente, insolubles en agua y deberán ser químicamente procesados antes de poder ser empleados como aditivos.

Si las resinas Vinsol son utilizadas sin un tratamiento previo, ellas pueden reaccionar químicamente con el cemento, por lo que para evitar ello y al mismo tiempo hacerlas solubles en agua, son primeramente neutralizadas por la adición de hidróxido de sodio, el cual las convierte en jabones.

Los aditivos incorporadores de aire deben ensayarse previamente para certificar que cumplen con los requisitos establecidos en la Norma ASTM C 260. Dicho cumplimiento garantizará que el producto actúe como un aditivo incorporador de aire que pueda efectuar una mejora sustancial en la resistencia del concreto a los procesos de congelación y deshielo, sin que ninguna de las propiedades del concreto sea seriamente afectada.

7.5.- AGENTES DISPERSANTES

El tercer grupo, el de los agentes dispersantes, más conocidos como reductores de agua-controladores de fragua, no interfiere en el proceso normal de hidratación y al mismo tiempo da lugar a la incorporación de un pequeño volumen de aire en el concreto. Con los

porcentajes de aceite dispersante comúnmente empleados, la incorporación de aire puede estar dentro del 3% al 4%.

7.6.- ADITIVOS EN PARTICULAS

Se ha encontrado que añadiendo al concreto partículas sólidas, las cuales poseían una gran porosidad interna y tamaño adecuado, actúan en forma similar a las burbujas de aire. Estos materiales pueden ser esferas de plástico huecas, ladrillos partidos, arcillas o esquistos expandidos, o esferas de determinadas tierras de diatomeas. En general, este tipo de materiales no han sido empleados en forma importante. Sin embargo, la inclusión de este tipo de partículas en la proporción adecuada puede producir concretos con excelente resistencia a la congelación y deshielo, de acuerdo a los resultados de ensayos de laboratorio efectuados empleando lo dispuesto en la Norma ASTM C 666.

Los investigadores han demostrado que cuando se usa partículas provenientes de materiales inorgánicos, el tamaño óptimo de las partículas deberá variar entre 250 y 850 µm, la porosidad total de las partículas deberá como mínimo ser de 30% en volumen, y la distribución por tamaños de los poros deberá estar en el rango de 0.05 a 3 µm. La inclusión de este tipo de partículas en la proporción adecuada puede producir concretos con excelente resistencia a la congelación y deshielo, de acuerdo a los resultados de laboratorio efectuados empleando la Norma ASTM C 666.

Los aditivos incorporadores de aire en forma de partículas tienen la ventaja de una completa estabilidad del sistema de burbujas de aire. Cuando son añadidos al concreto fresco no se producen cambios en el contenido de aire debido a las modificaciones en el procedimiento o tiempo de mezclado; modificaciones en la temperatura; trabajabilidad o procedimiento de acabado; adición de otros aditivos tales como cenizas, u otros cementos tales como los de las escorias finamente molidas; como sería el caso si se trabajase con aditivos convencionales incorporadores

de aire.

8.- ENSAYOS DE CONTENIDO DE AIRE

8.1- ALCANCE

Los ensayos para la determinación del contenido del aire del concreto plástico aparecieron por primera vez en las publicaciones del ASTM en 1942. El primer método, un procedimiento volumétrico siguió casi inmediatamente al descubrimiento de los posibles efectos benéficos de pequeños porcentajes de aire en el concreto sobre la resistencia de los pavimentos al descascaramiento causado cuando se empleaba sales para remover el hielo.

Desde esa época, la incorporación de aire en el concreto ha obtenido tal importancia que ella ha sido descrita como el mayor avance en la Tecnología del Concreto desde que se enunció la teoría de la relación agua-cemento por Abrams en 1918. Los ensayos de determinación del contenido de aire son, en la actualidad, los terceros en importancia, después de los ensayos de asentamiento y de resistencia en compresión.

8.2- METODOS DE ENSAYO

Es evidente que un adecuado control del contenido de aire de la mezcla requiere el empleo de métodos seguros de acuerdo a las Normas y Especificaciones de Obra. El profesional que utilice concretos con aire incorporado deberá contar con el equipo de control necesario y personal técnico capacitado en el control del contenido de aire.

El método para medir el contenido de aire, o mejor aún, el factor de espaciamiento de burbujas en la porción de mortero del concreto plástico, debería ser simple y efectivo. Sin embargo, aún no se ha desarrollado un procedimiento de ensayo lo bastante simple para ser

empleado con seguridad en operaciones en obra.

El ASTM ha normalizado tres métodos de ensayo para determinación del contenido de aire del concreto fresco. Dichos métodos son el gravimétrico; el de presión; y el volumétrico. Cada uno de ellos tiene sus ventajas y sus desventajas, debiéndose en cada caso en particular emplear el método más adecuado para las condiciones y materiales que se van a utilizar.

Los tipos de medidores patentados producen resultados satisfactorios con mezclas de concreto que contienen agregados hasta de 2" de tamaño máximo. Cuando se emplea agregado de mayor tamaño, las partículas mayores pueden ser retiradas y el efecto de tal remoción calculado al determinar el contenido total de aire. El proceso de separación por tamizado húmedo puede conducir a errores importantes resultantes de la pérdida de aire durante las operaciones de tamizado.

8.2.1.- METODO GRAVIMETRICO

Cuando se emplea el método gravimétrico para determinar el contenido de aire del concreto fresco, se determina el peso unitario del concreto y se le compara con el peso unitario teórico del concreto libre de aire. El peso unitario teórico es calculado a partir del peso y gravedad específica de masa de cada uno de los ingredientes que intervienen en la mezcla de concreto. Los detalles del procedimiento de cálculo se encuentran indicados en la Norma ASTM C 138. El concreto que contiene agregado graduado a 2" puede ser ensayado en un recipiente de ½ pie cúbico; cuando se emplea agregado de tamaño mayor deberá utilizarse un recipiente de 1 pie cúbico.

El método gravimétrico produce resultados razonablemente seguros cuando se emplean agregados de gravedad específica uniforme. Sin embargo, pueden introducirse errores si los pesos específicos de los agregados fino y grueso difieren en forma apreciable o cuando cada

agregado, en sí mismo, se compone de partículas de diferentes densidades.

El método gravimétrico para la determinación del contenido de aire tiene ciertas limitaciones en los ensayos de obra. Es esencial un conocimiento muy exacto de las proporciones de la mezcla, pesos específicos, y contenidos de humedad de los agregados. Por ejemplo, un error del 2% en el contenido de humedad del agregado de una mezcla de concreto promedio, en la que se añade a la mezcladora un volumen constante de agua, puede dar por resultado un error del 1% en el contenido de aire computado.

En obras en las que el contenido de humedad de los agregados es determinado con frecuencia y la consistencia es controlada variando el agua añadida en la mezcladora para mantener el asentamiento, el método gravimétrico probablemente no será adecuado para obtener resultados seguros. Igualmente, un error de 0.02 en el peso específico de los agregados resultará en un error de cerca de 0.5% en el contenido de aire cuando se computa por este método.

Cuando se utiliza agregados livianos y una adecuada determinación del peso específico de masa es extremadamente difícil, no es recomendable emplear el método gravimétrico. Ello fundamentalmente debido a que en los agregados de bajo peso es extremadamente difícil determinar el peso específico de masa desde que los agregados no pueden ser reducidos a la condición de saturados superficialmente secos debido a su textura superficial extremadamente rugosa.

Adicionalmente, pequeños cambios en la granulometría de los agregados de bajo peso pueden ocasionar cambios fundamentales en el peso específico promedio desde que los tamaños más finos son generalmente más densos que los gruesos. Por tales razones el empleo de este método no es recomendable en concretos de bajo peso preparados con agregados livianos.

Aunque este método ha sido cuestionado en obra, en el laboratorio, cuando el peso específico y el contenido de humedad pueden ser cuidadosamente determinados, puede obtenerse resultados bastantes exactos para concretos que contienen agregados naturales. Aún más, el concreto que es empleado en este ensayo no necesita desperdiciarse como ocurre con otros procedimientos, pudiendo ser empleado en otros ensayos o en la fabricación de probetas.

8.2.2.- METODO DE PRESION

El método de presión para la determinación del contenido total de aire del concreto fresco es hoy el más empleado y se basa en el hecho que, en la mayoría de las mezclas de concreto, el único ingrediente comprimible es el aire atrapado o incorporado en la mezcla. Elein y Walker aplican la Ley de Boile, que dice que a una temperatura constante el volumen de una cantidad determinada de cualquier gas varía inversamente con la presión a la que dicho gas está sujeto, y por lo tanto involucra una relación de presión y volumen de gases a la determinación del contenido de aire del concreto fresco.

En la Norma ASTM C 231, una presión predeterminada es aplicada a una columna de agua que está sobre una muestra de concreto en un recipiente de volumen conocido. Cuando se aplica la presión adecuada, la caída en el nivel de agua en el cuello del aparato calibrado indica directamente el contenido de aire del concreto.

Este método es normalmente adecuado para ser empleado con todos los tipos de morteros o concretos que contiene agregados razonablemente densos, sin embargo, un aspecto negativo de este ensayo es que la presión ejercida puede comprimir aire dentro de los intersticios de un agregado poroso y no saturado, resultando un valor del contenido de aire más alto que el verdadero. Esta complicación puede ser compensada determinando un factor de corrección para el aire dentro del

agregado, tal como se indica en el Método ASTM C 231.

En el caso de escorias u otros agregados livianos relativamente porosos, este factor de corrección del agregado puede ser bastante grande y difícil de determinar exactamente ante la imposibilidad de diferenciar entre el aire presente en las partículas de agregado y el aire incorporado en la pasta. Por esta razón, este método no es recomendable para concretos preparados con agregado de bajo peso.

La mayor ventaja del método de presión es que no es necesario conocer pesos específicos, contenidos de agua o cantidades de materiales en la mezcla del concreto, para determinar su contenido de aire. Las muestras de concreto ensayadas por este método deberán, de hecho, ser descartadas y no pueden ser empleadas en la preparación de probetas o posteriores ensayos debido al efecto que tiene el contacto del concreto con el agua.

El Washington State Highway Department ha desarrollado una modificación del aparato de presión standard ASTM, la cual fue propuesta por Klein y Walker y refinada por Menzel. En este aparato, un volumen conocido de aire en una presión establecida es forzado a tomar contacto con el concreto en un recipiente sellado; la caída de la presión proporciona una medida del volumen de aire dentro del concreto.

El aparato tiene la ventaja de no requerir el empleo de agua en el ensayo y de que los resultados no están influenciados por cambios en la presión barométrica. Una desventaja es que pequeños errores en el acabado de la muestra de concreto, a un volumen conocido, pueden producir errores relativamente grandes en el contenido de aire medido. Esta desventaja ha tendido a ser eliminada por aparatos que permiten llenar el espacio sobre la muestra de concreto.

Si es adecuadamente usado y se emplea un instrumento debidamente calibrado, el método de presión es probablemente el más

seguro. No se requiere el conocimiento de las proporciones de la mezcla o del peso específico, y no se necesita efectuar cálculos. Una lectura que puede ser efectuada en pocos minutos por un técnico experimentado, es todo lo que se requiere para conseguir una información segura del contenido de aire de la mezcla.

Este método, sin embargo, no es conveniente para emplearlo en concretos de bajo peso o con agregados altamente porosos, debido a que la presión inducida introduce el agua dentro de los agregados, dando lugar a una lectura errónea.

8.2.3.- METODO VOLUMÉTRICO

El método volumétrico permite obtener una medida adecuada del contenido de aire, dado que no se necesita un conocimiento del peso específico o del contenido de humedad de los ingredientes. Con los aparatos descritos en el Norma ASTM C 173, el procedimiento consiste en llenar agua hasta una marca determinada sobre una muestra de concreto depositada en un recipiente de volumen conocido. El aparato es herméticamente cerrado; a continuación el concreto y el agua son entremezclados y agitados hasta que el aire presente en el concreto es totalmente removido. La caída en el nivel de agua desde su marca original proporciona una medida directa del contenido de aire del concreto.

En este ensayo, el mezclado del agua y el concreto es repetido muchas veces hasta que la ausencia de caída en el nivel de agua indica la remoción de todo el aire de la mezcla. El método requiere de un recipiente para concreto de no menos de 0.2 pies cúbicos cuando se emplea agregado hasta de 2". Para trabajos de rutina, un recipiente de no menos de 0.075 pies cúbicos puede ser empleado.

La principal desventaja de este método está en el esfuerzo físico necesario para agitar el agua y el concreto lo suficiente como para remover el aire. A pesar de ello este método es el más recomendado para

concretos preparados con agregado de bajo peso. El peso del concreto que debe ser manipulado es menor que cuando se emplea agregados naturales y se puede obtener resultados seguros ensayando una muestra de 0.075 pies cúbicos de concreto.

8.3- COMPARACION DE LOS RESULTADOS

Se han realizado estudios para correlacionar los resultados de los ensayos realizados por los diferentes métodos, habiéndose encontrado concordancia. Así, los resultados en ensayos gravimétricos coinciden con otros procedimientos siempre que los pesos específicos y contenidos de humedad de los ingredientes sean conocidos. Los resultados del método de presión estuvieron de acuerdo con otros datos siempre que el concreto fue preparado con agregados densos; y el procedimiento volumétrico da sustancialmente los mismos contenidos de aire que los otros métodos siempre que todo el aire era removido de la muestra ensayada.

Resultados comparativos de los ensayos de contenido de aire empleando los tres procedimientos ASTM han sido obtenidos, entre otros investigadores, por Britton, quien ha señalado que "es evidente que cualquiera de los métodos empleados dará resultados relativamente seguros cuando dicho ensayo sea adecuadamente realizado".

8.4- SIGNIFICACION DE LOS RESULTADOS

Los ensayos para la determinación del contenido de aire del concreto fresco son comúnmente realizados en obra sobre concretos que se asume que contienen aire incorporado. Tal aire es obtenido por el empleo de un cemento con incorporador de aire o por la adición de un agente incroporador de aire a un concreto preparado con un cemento normal.

Numerosos ensayos han demostrado que la incorporación de aire

incrementa la resistencia del concreto a agentes destructivos tales como congelación y deshielo, agua de mar y sales empleadas para la remoción del hielo de los pavimentos. Conjuntamente con los efectos benéficos indicados, generalmente hay una infortunada disminución en la resistencia del concreto. De esta manera, en el caso de un concreto con aire incorporado, el problema es controlar el contenido de aire para asegurar los efectos benéficos sin reducir demasiado su resistencia.

Los estudios efectuados por Wuerpel, Gonnerman y otros han demostrado la necesidad de un mínimo de aproximadamente 3% de aire incorporado en las mezclas de concreto, a fin de asegurar un beneficio total del incremento en la resistencia a congelación y deshielo. Por otra parte, ensayos efecuados por la Portland Cement Association y la National Sand and Gravel Association indican que, para una relación agua-cemento dada, cada 1% de aire incorporado reduce la resistencia a la compresión en cerca del 5%.

Sin embargo, esta reducción en la resistencia puede ser compensada por un rediseño de la mezcla, a fin de reducir los contenidos de agua y arena para mantener el asentamiento y el volumen de mortero en el concreto. Así, gracias a este rediseño es posible que mezclas pobres a las cuales se ha incorporado aire (mezclas que tienen alrededor de 6.5 sacos de cemento por metro cúbico) tengan una resistencia mucho mayor que la de concretos normales. En el caso de mezclas ricas, la reducción en la resistencia podría ser solamente de 10% a 15% en vez del 20% a 25% que podría esperarse cuando la mezcla no es rediseñada. Es debido a lo anteriormente expuesto que muchas especificaciones requieren 3% a 6% de aire en concreto fresco con aire incorporado.

Existen excepciones en la que límites del 3% al 6% del contenido de aire no deberán aplicarse. En concretos ciclopeos, por ejemplo, en los cuales el tamaño del agregado puede ser de 6" o mayor, dichos límites son sólo aplicables a aquella porción de concreto la cual puede pasar un

tamiz de 2" a 3", pero ellos serán demasiado altos para el conjunto total del concreto.

En base a lo indicado, El Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos hace un tamizado húmedo de sus concretos, los que contienen agregado cuyo tamaño máximo nominal es de 3" a 6", haciéndolo pasar por un tamiz de 1 1/2" a 3" antes de realizar el ensayo de contenido de aire. El Bureau of Reclamation generalmente requiere la remoción manual del agregado grueso de tamaño grande antes de efectuar el ensayo de contenido de aire.

Powers Y Klieger han sugerido que el contenido de aire del concreto fresco debe estar gobernado por el espaciamiento y tamaño de los vacíos en la pasta de cemento. Ello conduce a la conclusión que un concreto que tenga, para un contenido de aire dado, numerosas pequeñas burbujas de aire adecuadamente espaciadas a través del total de la masa puede ser más efectivo en asegurar los efectos benéficos de la incorporación de aire que un concreto que tenga un número menor de burbujas de tamaño mayor.

Debe indicarse que el contenido de aire de un concreto que contiene un porcentaje fijo de aditivo incorporador de aire añadido a la mezcladora, o de adición mezclada con el cemento, varía con muchos factores. Es importante que el efecto de dichos factores sea entendido de manera tal que los resultados obtenidos en los ensayos puedan ser adecuadamente evaluados y se pueda efectuar los ajustes necesarios para asegurar un cumplimiento exacto de las especificaciones.

Entre los factores a considerar, los investigadores incluyen:

a) La necesidad de incorporar menor cantidad de aire en mezclas ricas.
b) El concreto húmedo generalmente deberá incorporar más aire que las mezclas secas.

c) **La temperatura del concreto es importante debido a que más aire se incorpora a 20° C que a 40° C, y más a 4° C que a 20° C.**

d) **La cantidad de aire se incrementará con el mezclado hasta un punto a partir del cual ella comenzará a decrecer; así, en concretos premezclados cuya mezcla se ha efectuado en tránsito, los ensayos han mostrado que el contenido de aire se incrementa durante los primeros 12 min de mezclado para luego tender a decrecer.**

e) **La granulometría de los agregados, especialmente la del fino, tiene efectos sobre el contenido de aire. Las investigaciones han encontrado que el contenido de aire del concreto se incrementa conforme la cantidad de agregado fino de los tamaños Nº30 y Nº50 se incrementa.**

Hasta ahora las consideraciones expuestas se han limitado al contenido de aire del concreto fresco. Sin embargo, el manejo y colocación del agregado en obra pueden afectar el contenido de aire del concreto ya colocado. Y, de hecho, es el contenido de aire en el concreto endurecido el que asegura los efectos benéficos atribuidos al concreto con aire incoporado.

Así, existe información que el proceso de bombeo del concreto puede eliminar algo de aire para determinadas mezclas. Puede también esperarse que repetidos manejos y agitación del concreto antes de su colocación deberán igualmente originar una perdida del contenido de aire. El proceso de vibración, al consolidar el concreto en los encofrados, deberá igualmente remover algo del aire de la masa. No debe pensarse que el aire que se encuentra en la porción inferior de una sección profunda deberá ser comprimido por el peso del concreto que se encuentra sobre él; éste deberá afectar el volumen de aire pero probablemente no el espaciamiento o el número de vacíos de aire o la durabilidad del concreto.

En la actualidad, los ensayos del concreto fresco para la determinación del contenido de aire por los Métodos ASTM ya descritos, representan el medio más útil para controlar el resultado final en la obra. Estos métodos de ensayo conjuntamente con especificaciones preparadas en forma inteligente, aseguran las propiedades requeridas al concreto con aire incorporado.

Las determinaciones del contenido de aire en los concretos normales son algunas veces efectuadas para asegurar que el concreto no contiene más de 1% a 1.5% de aire. Este es especialmente necesario para mezclas que van a ser empleadas en la preparación de pisos sujetos a trabajos pesados, o para concretos de muy alta resistencia los cuales deberán ser empleados en diseño de elementos pre tensados o en columnas que van a soportar cargas fuertes.

Los fabricantes de agregados metálicos para pisos resistentes al desgaste recomiendan que sus productos no sean empleados en concretos con aire incorporado. La dificultad de producir altas resistencias a la compresión en concretos con aire incorporado hacen deseable realizar ensayos de contenido de aire en el momento que el concreto de alta resistencia está siendo colocado, a fin de asegurarse que el aire no está siendo inadvertidamente incorporado.

Los ensayos de contenido de aire también proporcionan un medio de controlar el rendimiento del concreto. En el caso de pavimentos, en los que cuidadosos chequeos son realizados sobre la cantidad de concreto que está siendo empleada por los contratistas, una variación fuerte en el porcentaje en relación a aquel para el cual la mezcla fue diseñada, pueden conducir a discrepancias en el rendimiento.

ANEXO 2

ATAQUE POR TEMPERATURAS MUY BAJAS

1.- GENERALIDADES

En determinadas situaciones ambientales las construcciones de concreto pueden estar expuestas a temperaturas tan bajas como – 50°C y, ocasionalmente, a temperaturas del orden de - 130°C. Son de interes los efectos de las temperaturas muy bajas sobre la durabilidad del concreto, medidos por sus cambios en sus propiedades mecánicas.

2.- EFECTOS SOBRE LAS PROPIEDADES MECANICAS

Seamann y Washa han encontrado que si se enfría el concreto a temperaturas en el rango de – 60°C, las resistencias en compresión y flexiòn, así como el módulo de elasticidad, se incrementan. Frost ha encontrado similares resultados al ensayar concretos sometidos a temperaturas entre 18º y -20°C. Los estudios de Monfore y Lentz, a temperaturas de -157°C, han confirmado los resultados anteriores.

3.- RELACION HUMEDAD-RESISTENCIA

El incremento de resistencia se relaciona con el contenido de humedad del concreto. Los especímenes con 50% de humedad relativa a temperatura ambiente, y aquellos secados a peso constante a 105°C, muestran mucho menor incremento en la resistencia al descender la temperatura, en relaciòn con aquellos que son ensayados secos.

4.- MODULO DE ELASTICIDAD DE YOUNG

En relación con el módulo de elasticidad de Young, éste se

incrementa en un 50% en especímenes ensayados en condición húmeda cuando la temperatura decrece a un valor de -157°C. En el caso de un concreto con un 50% de humedad relativa, el módulo de elasticidad apenas se incrementa, y en el caso de concretos secos no hay incremento al decrecer la temperatura.

5.- CONTRACCION TERMICA

Los coeficientes de contracción térmica en el rango de las temperaturas por debajo de 0°C varían de 5.9 por 10 a la menos seis ºC para concretos preparados empleando agregados ligeros, a 8.1 por diez a la menos seis ºC para concretos a base de grava y arena con un contenido de 390 kg/m3 de cemento.

6.- CONCLUSION

Los resultados obtenidos en el Laboratorio indican que el concreto puede ser empleados en muy bajas temperaturas, sin graves daños a sus propiedades fundamentales. Ello posibilita su utilizaciòn en tanques de gas natural licuado u otras construcciones criogénicas e igualmente en las construcciones en zona ártica.

ANEXO 3

LA MICROSILICE Y EL CONTROL DE LA CONGELACION

1.- GENERALIDADES

La información acerca de los requerimientos de contenido de aire para producir una trabajabilidad adecuada es contradictoria cuando se trata de concretos de alta resistencia, mayores de 700 kg/cm2, sujetos a procesos de congelación y deshielo. Saucier, Tynes y Smith han coincidido en que si el concreto de alta resistencia va a estar sometido a esfuerzos de congelación en condición húmeda, el análisis de los concretos con aire incorporado deberá ser efectuado independientemente de la pérdida de resistencia debida al aire incorporado.

Perenchio y Klieger han obtenido excelente resistencia a la congelación y deshielo para todos los concretos de alta resistencia empleados en sus estudios ya sean con o sin aire incorporado. Ellos atribuyen éste comportamiento al contenido de agua congelable fuertemente reducido por la disminución en la capilaridad, así como al incremento en la resistencia a la tensión de los concretos de alta resistencia. Se estima que futuros estudios permitirán tener una idea más completa de las razones de éste comportamiento.

2.- RESISTENCIA A LA CONGELACION

El propósito de la incorporación de aire al concreto es lograr un sistema de burbujas adecuado en el concreto endurecido, en el cual pueda congelarse el agua que penetra por absorción. En el concreto fresco se requiere un sistema de aire estable, el cual permita

procedimientos de colocación y compactación adecuados.

Si a la mezcla de concreto se le incorpora microsílice, en climas de baja temperatura en los que puede presentarse congelación del agua en los poros capilares de la pasta, existen dos razones para explicar el incremento en la resistencia de la pasta a la acción de las heladas:

a) La estabilidad del concreto no endurecido proporciona una buena distribución de aire incorporado e impide la ruptura del sistema de vacíos durante el transporte y colocación del concreto; y

b) La acción cementante de las microsílices al formar gel adicional y, por lo tanto, disminuir la porosidad y dar lugar a una baja permeabilidad del concreto impide el ingreso de agua al interior de éste.

3.- CONSIDERACIONES IMPORTANTES

El dosaje de agente incorporador de aire necesario podría aumentar con el incremento en la cantidad de microsílice empleada. Este aumento podría deberse a la alta superficie específica y a la presencia de carbón en la microsílice.

Los concretos con aire incorporado, en los cuales se ha efectuado una adición de microsílice mayor de un 15%, funcionan satisfactoriamente en ensayos de congelación y deshielo efectuados de acuerdo a la Norma ASTM C 666 aunque, contradictoriamente, en porcentajes del 20% al 30% de reemplazo los porcentajes de reemplazo podrían no ser tan significativos.

La menor durabilidad que se observa en algunos concretos en edades posteriores puede ser debida a que el alto contenido de microsílices presente en ellos ha dado por resultado una matriz muy

densa la cual ha afectado el movimiento del agua. Se menciona este caso aunque no es el general.

Las investigaciones han demostrado que concretos con aire incorporado con una relación agua-material cementante de menos de 0.3 se han comportado satisfactoriamente en los ensayos de congelación y deshielo conducidos de acuerdo a la Norma ASTM C 666

Puede existir dificultad de incorporar aire en una mezcla con microsílice a la cual no se le haya añadido un superplastificante, aunque si se aumenta el dosaje de incorporador de aire y se coloca el superplastificante puede fácilmente alcanzarse el nivel de aire deseado en la mezcla.

En concretos endurecidos se ha encontrado que con la presencia de microsílices mejora el factor de espaciamiento y la estabilidad de las burbujas. No se ha informado sobre variaciones en el contenido de aire en los concretos con microsílice. El procedimiento y duración del curado tiene efecto marcado en los ensayos efectuados.

Las diferencias en los métodos para el ensayo de resistencia a la congelación da lugar a que mucha de la información del efecto de la presencia de las microsílices sobre el proceso de congelación del concreto no es coincidente.

La combinación de las microsílices y el aire incorporado es posiblemente una muy buena opción, con las microsílices dando baja permeabilidad, aunque manteniendo buena estabilidad del aire en el concreto fresco, con un espaciamiento uniforme de las burbujas de aire que proporciona la mejor protección contra la congelación.

Los ensayos de largo plazo muestran una resistencia contra el descascaramiento por acción de sales en los concretos con aire incorporado y microsílice, la cual es muy similar a la de los concretos sin

ésta.

La adición de microsílice al concreto altera la microestructura de los productos que se forman durante la hidratación. Este cambio mejora la resistencia en compresión, pero sus efectos sobre la durabilidad del material son diversos. Se sabe que la resistencia a la congelación es mejorada por la incorporación de microsílice a las mezclas y que en parte ello es debido a modificaciones en la estructura porosa de la pasta.

El reemplazo de cemento por 10% de microsílice en una relación agua-cementante de 0.60 sin aire incorporado proporciona una considerable mejora en la resistencia a la congelación de morteros expuestos a congelación y deshielo.

Se ha encontrado que el volumen de poros en el rango de tamaños de poro entre 97,000 a 875 um se incrementa considerablemente con la adición de microsílices, con porcentajes de 1.65%; 5.06% y 5.63% en volumen de la muestra para porcentajes de microsílice de 0%, 10% y 30% y el volumen de poros en el rango de 97,000 a 175 um es de 3.90%, 7.0% y 6.38% para los mismos porcentajes de microsílice. Como es conocido, se acepta que el volumen de poros en el rango de tamaños de 2000 a 350 um, así como los poros mayores de 10,000 um es efectivo en la producción de morteros resistentes a la congelación. El volumen de poros en este rango, para concretos curados a 28 días, generalmente se incrementa considerablemente con el contenido de microsílice.

En conclusión, la presencia de microsílices produce cambios significativos en la estructura de poros del producto hidratado aumentando aquellos que están en el rango de 20,000 a 2000 um y produciendo factores de espaciamiento menores de 0.01 mm. Adicionalmente, parte de los poros en el rango indicado son de la variedad de poros gel y relativamente inaccesibles. Esta propiedad puede ser muy importante para mantener un bajo nivel de saturación de esos poros durante los ciclos de congelación y permitir que ellos actúen como

reservorios, acomodando agua migrante de los pequeños poros durante el proceso de congelación.

Es importante indicar que si se coloca microsílice en exceso de la necesaria para una reacción completa se obtiene una relación agua/ligante efectiva alta. Adicionalmente, si la hidratación no es completa un volumen relativamente grande de agua permanerá en los poros pudiendo ocasionar daños durante el proceso de congelación.

4.- COMBINACION CON ADICIONES

La microsílice, si es combinada con cenizas o escorias de alto horno finamente granuladas, reacciona con el hidróxido de calcio liberado durante la hidratación del cemento para producir productos de hidratación adicionales los cuales ocupan una porción de los poros capilares disponibles en la pasta de cemento.

Sin embargo, la diferencia entre los concretos combinados con microsílice y aquellos concretos combinados con cenizas o escorias de alto horno en cumplir los requerimientos de las Normas ASTM C 618 ó ASTM C 989 es función de la fineza y porcentaje de la sílice reactiva. En general la superficie específica de las microsílices está en el rango de 130,000 a 250,0000 cm2/gr, lo que la hace 50 a 1000 veces más fina que el cemento o las cenizas; y tiene un volumen de sílice reactiva en el rango del 90% al 98%, si se lo compara con el 38% al 50% de las escorias o cenizas. Por lo tanto, la capacidad para llenar los poros capilares que poseen las microsílices es muy alta debido a que por su mayor fineza son más fáciles de penetrar en los pequeños poros capilares en los que ellas reaccionan con las soluciones de hidróxido de calcio para dar productos sólidos de hidratación los cuales dan lugar a una reducción impresionante en la porosidad capilar.

Esta reducción es muy importante para el concreto debido a la significativa reducción en el espacio en el cual el agua puede congelar.

No habiendo variaciones importantes en los poros gel y no pudiendo el agua congelar el agua en ellos, el beneficio se obtiene de la significativa reducción en los poros capilares.

5.- INFLUENCIA SOBRE LA POROSIDAD

El cambio total producido por las microsílices en la porosidad del concreto deberá mejorar el comportamiento de éste en los procesos de congelación y deshielo. Idealmente, si las proporciones de la mezcla y el procedimiento de curado pudieran ser elegidos de manera tal que los espacios porosos disponibles sean lo bastante pequeños para permitir que funciones los principios de acomodo elástico de Verbeck y Landgren, tales concretos serían practicamente inmunes a daños por congelación y deshielo aún bajo las condiciones de saturación crítica.

La reducción en la permeabilidad inducida en un concreto por las microsílices puede ser muy importante en muchas formas, especialmentete para aquellos concretos a los cuales se les permite secar en un período determinado antes del subsiguiente humedecimiento y congelación.

En general, la velocidad con la que debido al secado el agua se pierde en los concretos críticamente saturados puede ser más lenta que la de los concretos sin microsílice lo cual podría ser una desventaja desde el punto de vista de congelación y deshielo. En contraste, en concretos que han dejado de ser críticamente saturados, la magnitud y velocidad con las que ellos absorven agua en un proceso de rehumedecimiento será igualmente lenta, lo cual puede ser ventajoso.

Se ha determinado que los concretos sin aire incorporado, los cuales tienen un contenido de cemento del orden de 250 kg/m3 y 10% a 20% de microsílice tienen un factor de durabilidad de 20-25, determinado de acuerdo al Procedimiento A de la Norma ASTM C 666, en tanto que la misma mezcla con 400 kg/m3 de cemento y sin adición de microsílice

tiene un factor de durabilidad varias veces mayor que el que corresponde a mezclas de 250 kg/m3 de cemento sin microsílice. Estos resultados indican un mejor comportamiento en los concretos a los cuales se ha incorporado microsílice

6.- CONCRETOS SIN AIRE INCORPORADO

Se ha indicado una importante mejora en el comportamiento de los concretos sin aire incorporado con una relación agua-material cementante de 0.60 y 10% de microsílice. Sin embargo, estos resultados también muestran que concretos de control sin aire incorporado con una relación agua-material cementante de 0.45 y sin microsílice se comportan tan bien como otras mezclas las cuales tienen microsílices.

Desde que puede esperarse que los concretos sin aire incorporado con una relación agua-cemento de 0.45 no sean durables bajo condiciones de saturación crítica, los resultados sugieren que el Procedimiento B de la Norma ASTM 666 no es lo bastante severo para distinguir una mejora atribuible a las microsílices debido a la posibilidad que el grado de saturación caiga bajo el valor crítico conforme los ensayos progresan.

De los resultados anteriores se ha sugerido que es posible producir concretos sin aire incorporado debido a su reducida porosidad capilar y permeabilidad, atribuíbles a las microsílices. Sin embargo, esta conclusión ha sido cuestionada porque se considera que la presencia de aire incorporado en la mezcla de concreto expuesto a congelación es indispensable. Los factores de durabilidad menores de 10 para una variedad de concretos sin aire incorporado con relaciones agua/cementante en el rango de 0.4 á 0.6 parecería confirmar esta preocupación.

Se han postulado dos explicaciiones para el excelente comportamiento de los concretos sin aire incorporado a los cuales se ha

adicionado microsílice. La primera de ellas postula que las microsílices pueden crear su propio esquema de microvacíos alrededor de las partículas de agregado fino, dado que usualmente el hidroxido de calcio que ha sido liberado por la reacción de hidratación del cemento portland se deposita preferencialmente en la zona de transición alrededor del agregado. Los silicatos cálcicos producto de la hidratación secundaria llenarán los vacíos disminuyendo la permeabilidad. Si el contenido de agregado fino es suficientemente alto, estos vacíos creados estarán lo suficientemente juntos como para proporcionar protección adecuada al concreto.

La otra explicación es que el concreto no está criticamente saturado. Independientemente del prehumedecimiento del agregado y del almacenamiento continuo en agua, los concretos con microsílice deberán tener alguna autodesecación interna debido a una combinación de muy baja permeabilidad (la cual impide el ingreso del agua) y una abundancia de un material muy reactivo pero que todavía no ha reaccionado. Cualquier agua que logre penetrar deberá ser consumida inmediatamente por la hidratación y hacer al concreto aún menos permeable. Hay un conjunto de evidencias para justificar esta explicación:

- **a)** **La distribución por tamaños de los poros de todos los concretos con microsílice es mucho más fina que la de los concretos de control, aún después de 7 días. Esta tendencia continúa en todas las edades.**
- **b)** **La permeabilidad al agua de todas las mezclas con microsílice es siempre negativa y dificilmente mensurable, disminuyendo los valores ligeramente conforme se incrementa el porcentaje de reemplazo de la microsílice.**
- **c)** **Las probetas ensayadas en tracción por compresión diametral, después de curado húmedo, no presentan agua evaporable excepto en unos pocos milímetros.**
- **d)** **La ocurrencia de microagrietamiento interno se incrementa con el contenido de microsílice. Este discreto**

microagrietamiento fué de menos 0.01 mm de ancho y 2 á 3 mm de longitud y uniformemente distribuído sobre la sección transversal.

e) En resumen, la presencia de microsílices en la mezcla contribuye a disminuir ataques por congelación y, por ende, a emplear menor cantidad de aditivo incorporador de aire.

Como una evidencia de la autodesecación se ha observado, en concretos con microsílice, que si la relación agua/cementante es lo suficientemente baja y se emplea una cantidad adecuada de microsílice, la autodesecación se aprecia evidenciada por una reducida humedad interna. Cuando se obtienen humedades de menos del 90%, ello es una indicación de un buen comportamiento en los ensayos de la Norma ASTM C 666.

Independientemente de lo mencionado, se considera que debe haber límites para un buen comportamiento de concretos con microsílices y sin aire incorporado y que, en tanto dichos límites no hayan sido determinados, incluyendo calidad del material cementante y del agregado, proporciones de mezcla, grado de saturación y velocidad de congelación, no es recomendable que los requerimientos de aire incorporado indicados en la recomendación ACI 318 sean ignorados cuando se produce concreto de alta resistencia incluyendo microsílice, dado que éstos ya han demostrado en obra su excelente comportamiento bajo condiciones de congelación y deshielo.

7.- COMPORTAMIENTO DE LOS CONCRETOS CON MICROSILICE

Se han reportado ensayos de concretos con aire incorporado con un contenido de 4% á 4.5% de aire y relaciones agua-cementante del orden de 0.40. Independientemente de los bajos contenidos de aire, los concretos con valores del 15% de microsílice se comportan satisfactoriamente, esto es tienen factores de durabilidad en exceso del 90% después de 300 ciclos del Procedimiento A de la Norma ASTM C 666, con un factor de espaciamiento de las burbujas de 0.17 á 0.34 mm.

El comportamiento de concretos con 20% à 30% de microsílice no fue tan satisfactorio, con factores de durabilidad debajo del 80% y factores de espaciamiento de 0.29 mm. En este caso no se encuentra una adecuada correlación entre el factor de espaciamiento y el contenido bajo de microsílice.

En investigaciones se ha logrado altos contenidos de aire y bajos factores de espaciamiento de 0.10 á 0.14 mm, obteniéndose factores de durabilidad del 100% en Procedimiento A de la Norma ASTM C 666 para concretos con un relación agua-cementante de 0.4 á 0.6 y 5%á 15% de microsílice. Igualmente se ha podido determinar que los concretos con mayores contenidos de microsílice y mayores factores de espaciamiento pueden ser durables si se puede superar las dificultades prácticas de incorporar suficientemente aire, aunque ello puede no ser fácil debido a la necesidad de emplear mezclas con superplastificantes en presencia de gran cantidad de finos para lograr una trabajabilidad satisfactoria.

Se han reportado resultados de investigaciones en concretos con y sin aire incorporado a los cuales se había adicionado cloruro de calcio, habiéndose encontrado que los concretos con aire incorporado tienen una mejor resistencia al descascaramiento y una menor pérdida de peso que los concretos sin aire incorporado, evidenciándose un mayor deterioro para los concretos sin microsílice, en tanto que mezclas con 10%, 20%, 30% y 40% de microsílice se presentan como insensibles a los más severos ataques y regímenes de secado.

En estos ensayos los valores de la relación agua-cementante variaron de 0.38 á O.63. En el primer nivel los concretos sin aire incorporado con 10% y 20% de microsílice se comportan bien, determinándose que un adecuado comportamiento al ataque por cloruros puede obtenerse en concretos sin aire incorporado con 10% de microsílice.

8.- CONCLUSIONES

Los concretos con aire incorporado y microsílice se comportan tan bien o mejor que sus equivalentes sin microsílice en ensayos rápidos de congelación y deshielo. Igualmente, concretos durables pueden prepararse cuando se emplea microsílice y no se utiliza aire incorporado.

En relación con la resistencia al descascaramiento no hay conclusiones definitivas, aunque se ha observado un buen comportamiento. En general se sigue aceptando que la presencia de aire incorporado es el factor más importante que influye sobre el comportamiento.

En relación con el comportamiento de los concretos a los cuales se ha adicionado microsílice, cuando ellos han de estár expuestos a la acción de procesos cíclicos de congelación y deshielo, se pueden formular las siguientes conclusiones:

a) **El reemplazo de cemento por microsílice no disminuye el comportamiento de éste en los procesos de congelación y deshielo, aún en los valores altos de la relación agua-cementante del orden de 0.88, siempre que el dosaje de aire incorporado sea incrementado al punto necesario para alcanzar un factor de espaciamiento adecuado.**

b) **La microsílice tiene la propiedad de elevar la resistencia a los ataques en concretos económicos de bajo contenido de cemento cuando está presente en contenidos de 10% a 15%, haciéndolos más efectivos sobre la base de costos sin afectar adversamente su comportamiento frente a los procesos de congelación y deshielo.**

c) **Para concretos con microsílice, un comportamiento satisfactorio en ensayos efectuados de acuerdo al Procedimiento A de la Norma ASTM C 666, no es necesariamente acompañado por una resistencia al**

descascaramiento datisfactoria de acuerdo a la NOrma ASTM C 672. Estos concretos presentan descascaramientos comparables a los concretos de control en obra sin microsílice y relaciones agua-cementante de 0.55 á 0.70, pero en relaciones agua-cementante de 0.88 el descascaramiento es más severo que el que podría presentarse en concretos con microsílice. De acuerdo a lo anterior, parece que el límite superior seguro del agua-cementante respecto al descascaramiento está en el orden de 0.70, mucho más alto que el valor de 0.45 recomendado para los concretos sin microsílice.

d) **Las microsílices pueden ser empleadas con exito para incrementar la resistencia a procesos de congelación y deshielo de mezclas pobres, siempre que las relaciones agua-cementante sean menores de 0.70**

e) **En el estado actual de los conocimientos parece muy recomendable mantener la presencia de aire incorporado en las mezclas que han de estar expuestas a procesos de congelación y deshielo y a las cuales se les incorpora microsílices.**

9.- RESUMEN

La principal influencia de las microsílices sobre la durabilidad del concreto atacado por procesos de congelación son los grandes cambios que se obtienen en la permeabilidad. La reducción de la permeabilidad puede ser un factor de entre 10 á 100 veces comparado con los concretos de control.

El deterioro de los concretos con microsílice es menor y mucho más lento que el de los concretos normales para la mayoría de los ataques por congelación. El nivel de incremento en la resistencia al ataque depende del diseño de la mezcla, el curado del concreto, y el control de calidad. Como en cualquier otro caso, la negligencia en la ejecución de cualquiera

de ellos puede dar por resultado un concreto más débil y menor durable que el normal.

ANEXO 4

SISTESIS

1.- INTRODUCCION

Este Anexo tiene como propósito presentar a los estudiantes e ingenieros no especializados en el campo de la tecnología del concreto referido a los ataques al concreto por procesos de congelación u deshielo, en una apretada síntesis, aspectos fundamentales relacionados al tema. No trata de reemplazar, pero si de complementar sintetizándolo, lo expresado en el texto del Capítulo y en los anexos correspondientes.

En la fabricación, colocación y curado del concreto en zonas de baja temperatura deben considerarse medidas especiales, dado que condiciones extremas de frío, en las que el concreto esté expuesto a ciclos de congelación y deshielo pueden destruir su estructura, debiéndose en estos casos proveerse protección adicional.

2.- MECANISMO DEL ATAQUE

Por debajo de los 5°C el concreto ya comienza a presentar problemas por el retardo excesivo en el fraguado y pobre desarrollo de resistencia. Por debajo de los 0°C se congela el agua de amasado; esto promueve la formación de cristales de hielo que se expanden y pueden conducir a la destrucción del elemento estructural. Aún así es posible concretar en bajas temperaturas.

Son definidos como tiempo frío aquellos períodos de más de 3 días consecutivos en que existen las siguientes condiciones: 1) la temperatura media diaria del aire es menor a 5°C, y 2) la temperatura del aire es menor a 10°C por más de la mitad de cualquier período de 24 horas. Se considera temperatura media diaria del aire al promedio entre la mínima y

la máxima temperatura del día, del período que va de media noche a media noche.

Cuando se considera la acción de la helada se deben tener en consideración tres factores:

a) El congelamiento del agua en los poros sufre un aumento de volumen del 9%, lo que sumado a otros mecanismos (difusión y presión osmótica), genera presiones internas de tracción.

b) Durante las primeras horas de vida del concreto, el grado de saturación es inevitablemente elevado (se ha hidratado poco cemento).

c) El aumento de volumen producido por la congelación del agua, destruye la estructura interna del material con pérdidas irreparables en la resistencia a larga edad, que pueden alcanzar hasta el 50%

Debe considerarse que un ciclo hielo-deshielo es un evento de congelamiento y posterior deshielo del agua contenida en el concreto o mortero endurecido en un período determinado. Los ciclos hielo-deshielo son un fenómeno común en la naturaleza, debido a los cambios propios en la temperatura ambiente en zonas que registran tiempo frío. La exposición a ciclos hielo-deshielo es una solicitación severa a la durabilidad del concreto. Por medio de una serie de mecanismos complejos, el efecto citado de congelación y deshielo del agua al interior del concreto en servicio puede dañar seriamente su estructura.

El mecanismo de deterioro del concreto por efecto de ciclos hielo-deshielo es un proceso muy complejo, que aún en la actualidad es tema de investigación. La tesis más aceptada atribuye el daño a la presión ejercida al interior de los poros capilares de la pasta por el aumento de volumen del agua al congelarse, con un incremento cercano al 9%. Esta presión causa la ruptura de la pasta endurecida, acrecentado las microfisuras existentes y creando otras. Por el mismo proceso, una

posterior congelación causaría daño en las zonas debilitadas, registrándose un deterioro acumulativo que puede resultar en la destrucción total o parcial del concreto. En los últimos años se ha determinado que el fenómeno es una combinación de fenómenos mucho más complejos, a los cuales ya se ha hecho referencia en el texto.

El contenido de humedad al momento de la congelación es de importancia fundamental en la magnitud del daño. Al aumentar el contenido de humedad existe más agua disponible para congelarse, por lo que el daño será mayor.

En la mayoría de los casos el congelamiento de los agregados no es relevante en el concreto. El deterioro se produce principalmente por el congelamiento de la pasta.

3.- PROTECCION DEL CONCRETO

Para evitar los daños por congelamiento del concreto a corta edad deberá preverse:

- **a) Protección hasta que haya alcanzado un grado de saturación por debajo del crítico.**
- **b) Para proteger al concreto será necesario: Asegurar una temperatura de colocación del concreto mínima y mantener dicha temperatura durante un período determinado.**
- **c) Si el concreto ha adquirido cierta resistencia en compresión (entre 30 y 40 kg/cm2), implica que ha consumido una cantidad de agua suficiente como para que su saturación esté por debajo de la crítica (saturación crítica entre 85% a 90%).**

Una adecuada planificación implica que todos los medios necesarios para la protección del concreto, deberán estar en obra con suficiente antelación como para aplicarlos en el momento requerido.

La principal medida de protección es formar en el concreto un sistema de poros en la pasta, con adecuados tamaños, distribución y espaciamiento. Estos poros son conocidos como poros capilares y en ellos se incorpora aire empleando aditivos ya descritos. La adecuada incorporación de aire en el concreto creará un sistema de microburbujas que actúan como reservorios para la acumulación de hielo, disminuyendo en ellos la presión en la pasta por el aumento del volumen de agua al congelarse.

Las burbujas de aire incorporado poseen características distintas de las del aire atrapado que se encuentran siempre presentes en el concreto. Las de aire incorporado se caracterizan por:

1.- **Poseen tamaño microscópico a diferencia de las de aire atrapado que pueden ser grandes como las partículas de agregado fino.**
2.- **Poseen distribución uniforme en la pasta.**
3.- **Poseen una distancia máxima entre ellas, factor clave en la protección contra la congelación.**

Sus principales efectos en el concreto en estado fresco son:

a) **Las pequeñas esferas de aire, de 0.2 mm, actúan como rodamiento y favorecen la plasticidad de la mezcla.**
b) **Permiten completar la fracción fina en granulometría del concreto**
c) **Reducen la exudación del concreto.**

Sus principales efectos en el concreto endurecido son:

a) **Reducen la permeabilidad al interrumpir los poros capilares.**
b) **Incrementan la durabilidad en ambientes agresivos.**
c) **Impiden la formación de bolsas de agua bajo los agregados planos y del acero de refuerzo.**

d) Mejoran la adherencia.

e) Incrementan la resistencia a los ciclos de congelación y deshielo al actuar como cámaras de disipación del aumento de volumen.

f) Reducen las resistencias mecánicas en un 5% por cada 1% de aditivo.

Si pensamos que es siempre inmune un concreto con aire incorporado expuesto a ciclos de hielo y deshielo la respuesta es no. Se ha comprobado que concretos de adecuada calidad y dosis de aire incorporado han sufrido deterioro en condiciones de saturación permanente y exposición al congelamiento.

4.- RECOMENDACIONES

Las principales recomendaciones para fabricar un concreto durable a ciclos de congelación y deshielo son:

1.- Adecuada incorporación de aire (4% a 6% del volumen de concreto).

2.- Emplear concretos de baja relación agua/cementante (máxima de 0.45)

3.- Emplear agregados de calidad

4.- Adecuado curado antes del primer congelamiento

5.- Diseño de estructuras que minimicen la humedad

6.- Proyectar concretos de baja exudación

7.- Adecuadas prácticas constructivas

8.- Evitar ciclos de congelación y deshielo en condición de saturación crítica, hasta alcanzar una resistencia de al menos 240 kg/cm2 a compresión.

5.- EFECTOS DE LA INCORPORACION DE AIRE

La principal ventaja de incorporar aire en concretos expuestos a

ciclos de deshielo es la protección contra el congelamiento. Sin embargo, la incorporación de aire tiene también otros efectos asociados:

5.1.- EN EL CONCRETO FRESCO:

-Mejora la trabajabilidad
-Disminuye la segregación
-Mejora el acabado
-Las mezclas demandan menos agua y agregado fino.

5.2.- EN EL CONCRETO ENDURECIDO:

-Aumenta la impermeabilidad
-Disminuye el peso unitario
-Disminuye la resistencia
-Aumenta la resistencia a los ataques químicos.

Las resistencias mecánicas del concreto son afectadas por la presencia del aire incorporado al aumentar la porosidad. Esto debe ser considerado en la dosificación de la mezcla, de modo de satisfacer las resistencias establecidas en el proyecto. En la práctica se ha determinado que la resistencia a compresión disminuye en un 5% por cada 1% de aire incorporado.

6.- CONSIDERACIONES COMPLEMENTARIAS

La determinación del contenido de aire es muy importante en concretos expuestos al congelamiento. En el texto se ha indicado los procedimientos ASTM más usuales y las frecuencias de medición.

En general la incorporación de aire no tiene efecto apreciable en la hidratación.

En relación con el empleo de aditivos incorporadores de aire debe

siempre recordarse:

-Las dosis de aditivo incorporador de aire deben ser siempre consultadas con el fabricante.

-En general se deben emplear dosis muy pequeñas respecto al peso del cemento, usualmente menores al 0.20%

-La dosis de aditivo a utilizar en obra debe ser verificada midiendo el contenido de aire de mezclas de prueba en obra.

Generalmente, a mayor dosis de aditivo aumenta la cantidad de aire incorporado. Sin embargo, existe una dosis límite luego de la cual no aumentará el volumen de aire. En general, para una cantidad fija de aire a incorporar en la mezcla se requiere una mayor cantidad de aire cuando:

-Se utilizen cementos de mayor finura.
-El agregado tenga mayor proporción de material muy fino.
-Aumente la temperatura del concreto fresco.
-La trabajabilidad del concreto sea baja.
-No se empleen aditivos reductores de agua.
-Existan prolongados tiempos de transporte.

Siempre debe recordarse que toda estructura de concreto expuesta a ciclos hielo-deshielo puede sufrir daños. Sin embargo, por sus características de superficie expuesta, son los pavimentos los elementos más suceptibles al deterioro (aceras, veredas, pavimentos, losas sobre el terreno, etc).

El comportamiento del concreto frente a ciclos de congelación y deshielo es muy difícil de predecir, por lo que se recomienda recopilar información sobre el desempeño de estructuras existentes en el área y llevar a cabo concretos de prueba en condiciones similares a las de la construcción.

7.- PRACTICAS CONSTRUCTIVAS RECOMENDABLES

a) **Controlar sistemáticamente la temperatura ambiente y de los materiales:**

b) **Verificar que los agregados no contengan escarcha o nieve ni estén congelados.**

c) **Verificar que los encofrados o la subrasante donde va a concretarse no tengan escarcha o nieve o estén congelados**

d) **Evitar el cemento de bajo calor de hidratación.**

e) **Evitar el exceso de agua de mezclado.**

f) **Emplear un aditivo anticongelante o acelerante de endurecimiento.**

g) **Cubrir con láminas de polietileno o materiales similares las superficies horizontales expuestas a la intemperie.**

h) **No tener en cuenta, para el tiempo de desencofrado, los días en que la temperatura promedio fue inferior a 5°C**

i)) **Cuando la temperatura ambiente se encuentre entre 5°C y O°C, sin tendencia a disminuir:**

-Utilizar aditivo anticongelante o acelerante de endurecimiento.

-Usar aditivo de reductor de agua o incorporador de aire, reduciendo al máximo la cantidad de agua e incluir aire intencionalmente.

-Tapar los agregados o almacenarlos bajo techo e inclusive calentarlos si la situación lo requiere.

-Proteger las superficies expuestas del concreto fresco contra el frío y la desecación, tapándoloas con láminas de polietileno, lonas, papel, fieltros o cartones asfálticos, etc.

-Emplear encofrados de madera gruesa o isotérmicos dobles. No usar encofrados metálicos salvo que se disponga un sistema de calentamiento de los mismos.

-Emplear membranas de curado.

j) **Cuando la temperatura ambiente está por debajo de los -5°C deben tomarse todas las precauciones indicadas y además deben poder mantenerse las estructuras artificialmente tibias mediante el empleo de elementos calefactores durante el tiempo que sea indispensable.**

k) **Por debajo de -10C no es conveniente concretar, salvo que se trate de concreto masivo.**

CAPITULO 9

ATAQUES POR AGUA

1.- ALCANCE

Las aguas naturales son medios complejos, en evolución permanente, que se pueden considerar en una primera aproximación como disoluciones de diferentes especies químicas en agua. Las especies más abundantes son los cationes como calcio, manganeso, sodio y fierro, etc., y los iones como HCO_3, CO_3, SO_4, Cl, así como gases tales como oxigeno, gas carbónico, etc., y a veces H_2S.

La agresividad de un agua depende de su capacidad para conducir la corriente eléctrica. Un agua poco conductora ocasionará que la actividad de las pilas de corrosión que se puedan formar en la misma sea pequeña, ya que el circuito eléctrico que se cierra a través de ella presenta una resistencia eléctrica elevada.

Un agua dulce y un agua de mar constituyen casos extremos, y entre ambos existen una gran variedad de aguas cuya agresividad frente a los metales varía en función de su composición y factores como la concentración de oxígeno disuelto, pH, temperatura, concentración de cloruros y sulfatos, agitación y velocidad del medio, etc.

En este Capítulo se tratará los diferentes ataques que pueden sufrir los elementos de concreto por acción de las aguas al tomar contacto con ellos. Los ataques del agua en contacto con el concreto incluyen el estudio de los siguientes aspectos:

1.- **Ataques por agua pura.**
2.- **Ataques por agua casi pura.**
3.- **Ataques por agua ácida.**
4.- **Ataques por aguas de pantano.**
5.- **Ataques por agua de mar**
6.- **Ataques por aguas de desague.**

Todos y cada uno de los tipos de agua mencionados tienen diferentes formas de ataque y, por consiguiente, el control del mismo se efectuará en forma diferente. Para cada uno de esos casos, en este Capítulo se tratará las formas de acción y control.

2.- CONCRETO Y AGUA

Los materiales cementicios son totalmente compatibles con el agua normal. El agua es necesaria para la hidratación del cemento y el curado; y a su vez, el concreto fragua bajo ésta. En consecuencia, la estabilidad de los concretos en contacto con el agua normal es relativamente alta. Sin embargo, existen algunos aspectos importantes que deben ser considerados en lo referente al medio ambiente ya que existe la posibilidad de la pérdida de la capacidad de confinamiento de productos de la construcción debido a la disolución de las fases sólidas portadoras.

El proceso y reacción entre el agua y sus solutos en la pasta de cemento endurecida se conoce desde hace largo tiempo. Cuando se liberan sustancias del cemento, se dice que se produce el deslavado. Se pueden identificar varios pasos:

1.- **Cuando entra el agua en contacto con el concreto, primero saldrán por difusión los electrolitos de la solución porosa. Estos iones OK, Na, K, Ca y otros, salen de la red superficial de los poros.**

2.- **Inmediatamente, esta gradiente de concentración en el agua externa al interior del concreto promueve una posterior difusión a partes más internas del concreto.**

3.- **El proceso continúa hasta que la cantidad de Ca existente en la solución porosa se reduce hasta un valor que induce la disolución del Ca(OH)2 y, cuando se disuelve totalmente, continua la de las fases sólidas C-S-H de silicato cálcico.**

4.- **Tan pronto como las fases C-S-H comienzan a perder CaOH, la porosidad se incrementa y la capacidad de confinamiento y portadora de cargas disminuye.**

5.- **El estado final es la pérdida del material sólido de la superficie del concreto hacia el interior.**

El agua puede ser más o menos agresiva, dependiendo de su composición, el pH y la naturaleza de las sustancias disueltas (electrolitos o gases), de si está en contacto estático o dinámico con el material cementicio y de si existe un contacto dinámico o convección de agua en la superficie del concreto, y de si existe o no presión hidrostática.

Respecto del valor del pH, en general el agua ácida acelera el deslavado, mientras que la alcalina, si contiene carbonatos, puede ser protectora. En todos los casos, la naturaleza del anión es la que controla el proceso en el sentido que la solubilidad de la sal de calcio correspondiente corregirá el grado de agresividad. Los ácidos dan lugar a sales de calcio insolubles que darán lugar a una condición menos agresiva que las solubles.

Con respecto a la composición del agua, aquí también los aniones y los cationes (por ejemplo Mg), la solubilidad de las sales de calcio y magnesio, así como su carácter expansivo (formación de etringita) controlarán el efecto resultante.

El regimen de convección es también muy importante para conocer las tasas de deslavado. Las aguas estáticas serán mucho menos agresivas que las aguas corrientes; esto provocará que el gradiente de concentración de la

superficie del concreto sea inferior que en el caso en que el agua corriente permita la renovación continúa del agua fresca en la superficie del concreto.

Finalmente, si existe presión hidrostática o el agua puede recircular por la solución porosa de concreto debido a las fuerzas capilares, la profundidad de la degradación puede ser superior.

3.- AGUAS PURAS

Las aguas puras, conocidas también como aguas blandas, atacan al concreto por disolución de la pasta al actuar sobre el hidróxido de calcio libre, el cual al ser medianamente soluble en agua, cerca de 1.7 gr/lt., puede ser lavado por este tipo de aguas. Adicionalmente, los silicatos, aluminatos y ferritos de calcio, son descompuestos por disolución del hidróxido de calcio.

Los efectos indicados se refieren a la acción del agua pura, dado que el agua que contiene algo de cal en disolución, tal como las aguas duras, tiene muy poca capacidad para disolver el hidróxido de calcio.

Los productos de la hidratación del cemento son estables úbicamente en soluciones acuosas con una concentración mínima de hidróxido de calcio. Si la concentración cae por debajo de ese mínimo debido a la disolución por agua pura, una cantidad equivalente de la cal combinada entrará en disolución. Este proceso continuará hasta lograr un nuevo equilibrio entre la cal y el producto hidratado, el cual será ahora más pobre en cal. Este proceso, conocido como hidrólisis, puede continuar hasta eliminar toda la cal de los productos de hidratación, lavando además los hidratos coloidales de sílice, alúmina y óxido de fierro. Por las razones expuestas el ingeniero debe considerar en sus diseños que las aguas puras conocidas, como ya se indicó, como aguas blandas, atacan al concreto en cierta magnitud.

4.- AGUA CASI PURA

4.1.- ASPECTOS GENERALES

Las aguas de manantial, generalmente libres de sales, pueden volverse ácidas debido a la formación de ácido carbónico derivado del bióxido de

carbono presente en la atmósfera, tranformándose en corrosivas al concreto, especialmente si éste es pobre o permeable.

El contenido de bióxido de carbono de las aguas naturales puede ser muy alto si hay actividad geoquímica cercana. Las aguas naturales provenientes de zonas minerales pueden tener un alto contenido de ácido carbónico agresivo para el concreto.

En estas aguas el valor del pH no es un buen índice de su agresividad al concreto, dado que ésta también depende del bicarbonato de calcio y otras sustancias presentes en la solución. Así, aguas con ácido carbónico, y un pH de 7, y muy poco bicarbonato de calcio disuelto, podrían ser seriamente destructivas al concreto al poder disolver rápidamente carbonato de calcio, cuya solución saturada en el aire tiene un pH de 8.3. Si la concentración del bicarbonato de calcio es mayor, resultando un pH de 6 ó menor, el agua podría no ser seriamente agresiva.

Tuberías de concreto denso que transportan agua de baja dureza, con un contenido de C02 agresivo de 20 á 70 ppm, y un pH de 4.5 a 6.5, se deterioran ligeramente, mientras que si son porosas y permeables el deterioro es mucho mayor. Las tuberías de concreto bien fabricadas y con un adecuado recubrimiento no presentan un severo deterioro por la circulación de aguas naturales blandas que contienen ácido carbónico, excepto por un corto período posterior a la puesta en servicio de las tuberías.

Las aguas casi puras pero ligeramente ácidas, con un pH de 6.1 á 7.0, tienen poco efecto sobre los elementos de concreto con alto contenido de cemento y relación agua-material cementante baja. Elementos estructurales grandes, como pilares de puentes, demuestran que las mezclas de alta resistencia y baja permeabilidad presentan la mejor resistencia a la acidez del suelo.

El contenido de bióxido de carbono de las aguas naturales podría ser inusualmente alto si hubiese actividad geoquímica y bioquímica cercana. Las aguas naturales provenientes de zonas minerales pueden tener un alto contenido de ácido carbónico agresivo al concreto.

4.2.- MECANISMO DE ATAQUE

Del contenido total de bióxido de carbono presente en aguas que contienen pequeñas contidades de ion calcio, parte deberá combinarse en bicarbonato de calcio, $Ca(HCO3)2$, y parte estará presente como ácido carbónico en solución en forma de ($H2CO3$), para mantener el equilibrio químico de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$Ca(HCO3)2 \text{ ------ } CaCO3 + H2CO3$$

El bióxido de carbono remanente es denominado "exceso". Si la solución está saturada con carbonato de calcio, el "exceso" es incapaz de disolver más de éste y la solución es considerada como no agresiva. Sin embargo, aún así el "exceso" puede reaccionar con el hidróxido de calcio en la pasta endurecida dando lugar a la formación de equivalentes químicos del carbonato de calcio los cuales podrían densificar el concreto.

Si la solución no se encuentra inicialmente saturada con carbonato de calcio, parte del "exceso" podría reaccionar con el carbonato de calcio sólido presente, y llegado al punto de saturación de la solución con carbonato de calcio, permanecer como remanente en la solución una cantidad de bióxido de carbono la cual es incapaz de disolver el carbonato de calcio.

Por las razones expuestas, en todos aquellos casos en los que el concreto puede estar expuesto a la acción de este tipo de aguas, es necesario distinguir entre el "exceso" de bióxido de carbono y el "bióxido de carbono agresivo" siendo éste último parte del primero.

La situación es más compleja cuando están presentes en el agua sustancias diferentes del bióxido de calcio y el bióxido de carbono. La cantidad de éste último en solución requerida para estabilizar un porcentaje dado de bicarbonato de calcio se incrementa con la presencia de sales de calcio, tales como el sulfato de calcio o yeso, y decrece en presencia de sales de otras bases, tales como el cloruro de sodio.

Así, para una determinada cantidad de bióxido de carbono y bicarbonato de calcio, el agresivo bióxido de carbono es más alto en

soluciones de cloruro de sodio y más bajo en soluciones de sulfato de calcio en relación a las soluciones que contienen únicamente bicarbonato de calcio.

5.- AGUAS ACIDAS

Cuando la atmósfera recibe fuertes dosis de óxidos de azufre y nitrógeno, estos compuestos por reacciones químicas complejas se convierten parcialmente en ácido sulfúrico y nítrico. Algunas de estas partículas ácidas desaparecen por gravedad o por impacto contra el suelo, edificios, plantas, etc; es la llamada precipitación seca. Otras permanecen en la atmósfera, se combinan con la humedad de las nubes y caen con la lluvia, la nieve y el rocío: es la lluvia ácida.

El carbón, así como otros combustibles minerales, son los responsables de verter a la atmósfera el óxido de azufre. Las altas temperaturas de las combustiones combinan químicamente el nitrógeno y el oxígeno presentes en el aire y forman el óxido de nitrógeno.

Las centrales eléctricas, las industrias grandes y pequeñas y las casas donde se combustiona carbón son las responsables, junto a los usuarios de petroleo, de este tipo de contaminación.

Sabemos que el pH es el símbolo que utiliza la química para medir la acidez o alcalinidad de las soluciones (equivale al logaritmo decimal negativo de la concentración de iones hidrógeno). Una solución neutra tiene un pH de 5,6 a 7 en una escala de 0,0 á 14,0. Por debajo de 5,6 se considera medio ácido y por encima de 7,0 medio alcalino.

La llamada lluvia ácida tiene un pH inferior a 5,6 y puede ir hasta 2,5 y excepcionalmente 1,5. Debe recordarse que una solución con un pH 6 es diez veces más ácida que una de pH 7, y que una de pH 5, cien veces más ácida. La proporción se va multiplicando por diez a medida que disminuyen los valores del pH.

Los efectos de la lluvia y la precipitación ácida en lagos y corrientes de aguas implica la muerte de crustaceos, insectos acuáticos y moluscos y la desaparición del fitoplacton, lo que provoca con el tiempo la imposibilidad de

sobrevivencia del resto de la fauna por falta de alimento y vuelve los lagos transparentes.

En el suelo, la acidez penetra en la tierra y afecta las raices de los arboles, al tiempo que sus hojas se ven afectadas también directamente por las gotas de lluvia que reciben. El proceso de envenenamiento de la flora termina con la muerte de plantas y arboles.

Los edificios y las construcciones de concreto también se ven seriamente afectados, hay descascaramiento superficial, y deben ser continuamente restaurados. La destrucción por lluvia ácida es difícil de reparar por ser el ataque continuo.

Finalmente, en el caso de los seres humanos hay un incremento muy importante de las afecciones respiratorias y un aumento de los casos de cancer. Los más afectados son los niños, las personas mayores, las mujeres embarazadas y los aquejados de dolencias crónicas.

6.- AGUAS DE PANTANO

El término "aguas de pantano" no define la naturaleza química del agua ni su efecto sobre el concreto. Las aguas de pantano pueden ser químicamente casi puras, o pueden contener contener elementos tales como ácido carbónico agresivo, ácido húmico, sulfatos solubles, ácido sulfúrico libre, o una combinación de estos. La acción del ácido sulfúrico y ácido carbónico ya ha sido explicada en el Capítulo 2.

El ácido húmico es un término aplicado a varios ácidos orgánicos debiles, producido por el proceso de descomposición de la vegetación. Una solución saturada de ácido húmico en agua tiene un pH de 4, pero como el humato de calcio formado por reacción con el concreto es casi insoluble, el ataque sobre el concreto es únicamente superficial al formarse humato de calcio. El ácido húmico, producido por el proceso de descomposición de la vegetación, ataca fundamentalmente a la superficie del concreto al formarse humato de calcio.

El ataque por ácido sulfúrico libre que se forma en los pantanos, con un

pH menor a 5.5 á 6, es corrosivo, y si el agua es continuamente renovada el ataque puede ser importante, especialmente en concretos pobres, delgados y/o permeables.

7.- AGUA DE MAR

7.1.- FORMA DE ATAQUE

El agua de mar ocupa uno de los lugares más destacados entre los agentes naturales capaces de causar efectos destructivos sobre el concreto. La destrucción del concreto por acción del agua de mar es debida a uno o varios de los siguientes factores:

- **a) Acción mecánica del oleaje.**
- **b) Acción erosiva de las arenas.**
- **c) Evaporación provocada por el viento, la cual deposita las sales por encima del nivel de baja marea.**
- **d) Diferencia de mareas que favorece la acción destructiva debido a la cristalización de las sales.**
- **e) Reacción química entre las sales del agua y el concreto, la cual favorece la corrosión del acero de refuerzo.**
- **f) Los organismos marinos y los productos de su actividad biológica.**
- **g) La acción destructiva debida a la corrosión y expansión del acero de refuerzo.**

Debido a las acciones indicadas, acompañadas de absorción y evaporación, se forma en el concreto una concentración de sales que, al cristalizar, reaccionan con el cemento hidratado pudiendo destruir el concreto. Los efectos combinados de oleaje, erosión, y corrosión química causan los mayores daños. A esta acción se adicionan procesos de humedecimiento y secado por renovación del medio agresivo.

Al penetrar las sales en el concreto, por absorción o permeabilidad, originan, adicionalmente, en el acero de refuerzo celdas anódicas o catóditas. Los productos de corrosión formados en las celdas anódicas, al aumentar de volumen, originan tensiones y presiones las cuales pueden romper el concreto

adyacente.

El agua de mar puede presentar un amplio rango de concentraciones de sales totales disueltas, aunque siempre con una proporción constante de los constituyentes de unos en relación a los otros. La concentración de sales es más baja en las regiones frías y las temperadas que en los mares cálidos, siendo especialmente alta en las áreas costeras poco profundas con excesiva evaporación diaria.

En el agua de mar, cuya conductividad es muy alta por la gran cantidad de iones presentes, la actividad de los procesos de corrosión es tan alta, que en lapsos muy cortos se pueden originar fenómenos muy graves. Por ello ocupa uno de los lugares más destacados entre los agentes naturales capaces de causar efectos destructivos sobre el concreto. La destrucción de éste por acciones marinas es el resultado de un conjunto de factores diversos que ya han sido mencionados.

En concretos en agua de mar el ataque químico ayuda a la destrucción física, y ésta facilita la velocidad del ataque químico. El agrietamiento ocasionado favorece el ingreso del agua de mar, posibilitando la corrosión del acero de refuerzo en el concreto armado y la magnitud del ataque químico, el cual puede ser al concreto sumergido, o a la porción del elemento por encima del nivel de marea mínima.

Por ser el concreto permeable se formará, por procesos de absorción y evaporación, una fuerte concentración de sales que al cristalizar reaccionan con el cemento hidratado pudiendo los cristales así formados destruir el concreto. A ésta acción se suman procesos de humedecimiento y secado que renuevan el medio agresivo.

El agua de mar se caracteriza por la gran estabilidad de sus propiedades fisicoquímicas, y sobre todo por su salinidad, que varía de 30% a 37%. Por salinidad debe entenderse la cantidad de sales anhidras contenidas en 1 kg de agua de mar, lo cual puede determinarse evaporando 1 kg de esta agua de mar y pesando el residuo seco.

De manera aproximada, una composición tipo de un agua de mar es la

siguiente:

COMPUESTO	CONCENTRACION GR/LT
.- Cloruro de sodio, NaCl	27.0
.- Cloruro de magnesio, MgCl2…….	3.2
.- Sulfato de Magnesio, MgSO4. ……..	1.6
.- Sulfato de Calcio, SO4Ca .. ……...	1.3
.- Sulfato de Potasio, SO4K2 . ……..	0.8
.- Cloruro de Potasio, ClK ... ……..	0.5
.- Carbonato de Calcio, CO3Ca. ……..	0.1
.- Varios (bromuros, fosfatos) …….	0.5
TOTAL ..... …….	35.0

Al penetrar las sales en el concreto, por absorción o permeabilidad, originan adicionalmente en el acero de refuerzo celdas anódicas o catódicas. Los productos de corrosión formados en las celdas anódicas, al aumentar de volumen, originan tensiones y presiones que pueden romper el concreto adyacente.

Cuando las estructuras de concreto son colocadas en áreas costeras ganadas al mar, con las cimentaciones bajo el nivel del suelo en aguas freáticas salinas, la succión capilar y la evaporación pueden causar sobresaturación y cristalización en el concreto sobre el suelo, dando por resultado ataques químicos por sulfatos a la pasta y corrosión agravada del acero por acción de los cloruros. Adicionalmente el agua de mar, en las proximidades de las costas, puertos y lagunas costeras, puede estar muy contaminada.

Así, la contaminación desempeña un papel determinante en la agresividad de una determinada agua frente a los metales de uso más común. Tanto es así, que una posible indicación del grado de contaminación de un agua de mar puede llegar a establecerse por su velocidad de corrosión.

No es propósito del presente trabajo enlistar los diferentes contaminantes que pueden estar presentes en el agua de mar ni su origen, sino tan solo hacer notar que a la natural agresividad de la misma puede sumarse el efecto de dichos contaminantes. Por su especial importancia e incidencia pueden citarse entre éstos a los iones nitrato que, por su naturaleza oxidante, depolarizan la reacción catódica de reducción del oxígeno, acelerando el proceso de corrosión.

Por estas razones, el concreto situado entre los niveles de alta y baja marea está sujeto a la acción destructiva del oleaje, de las reacciones químicas por acción de las sales y a la acción erosiva de las arenas y gravas.

Por debajo del nivel de baja marea, el concreto está sujeto a ataques químicos y pequeños procesos de abrasión por acción de arenas y gravas. Pocos metros por debajo de la superficie la fuerza del impacto de las olas sólo es reducida, no siendo apreciables la erosión física y la acción del oleaje.

En climas tropicales este combinado efecto destructivo puede causar daños severos en el concreto en muy pocos años.

7.2.- EFECTO DE CLORUROS Y SULFATOS

La reacción del concreto con el ion sulfato en agua de mar es similar a la del ion sulfato en agua fresca o lechadas de suelos, pero los efectos son diferentes. La concentración del ion sulfato en agua de mar puede ser incrementada a niveles altos por acción capilar y evaporación bajo condiciones de clima extremas.

La presencia del ion cloro, sin embargo, altera la naturaleza y extensión de la reacción química, de tal manera que menos expansión se produce con un cemento de un contenido de C3A dado, que la que podría esperarse en una exposición a agua fresca en la que el agua tiene el mismo contenido de ion sulfato.

El comportamiento de concretos continuamente sumergidos en agua de mar, preparados con cementos que cumplen con los requisitos de la Norma ASTM C 150 que tienen contenidos de C3A tan altos como 10% han probado un comportamiento satisfactorio siempre que la permeabilidad sea baja. El Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos permite, y la Portland Cement Association recomienda, hasta un 10% de C3A calculado para concretos que deberán permanecer sumergidos en agua de mar, si la relación agua-cemento es mantenida por debajo de 0.45

Los estudios de Verbeck en 1968 y Regourd en 1980 han demostrado, sin embargo, que puede haber diferencias importantes entre la composición del clinker calculada y la medida, especialmente en lo que al C3A y C4AF se refiere. Por lo tanto, la interrelación entre el contenido de C3A medido y la resistencia del agua de mar puede ser igualmente incierta.

7.3.- MECANISMO DE ATAQUE

El ataque químico al concreto por acción del agua de mar es complejo dado que, además de los sulfatos, intervienen:

(a) Los cloruros, los cuales favorecen la solubilidad del yeso;

(b) La cal libre que es más soluble en agua de mar; y

(c) La combinación de ataques químicos y físicos que hace la acción de deslave más enérgica que la que causaría una concentración similar de sulfatos en agua freática.

Se considera que el esquema de la reacción química puede ser el siguiente:

(1) Eliminación del sulfato de calcio, debido a la mayor solubilidad del yeso, por acción de los cloruros;
(2) Sustitución del calcio por hidróxido de magnesio;
(3) Reacción del sulfato de magnesio con la cal;
(4) Formación expansiva de sulfoaluminatos y posterior descomposición de éstos, con formación de alúmina hidratada, hidróxido de magnesio y sulfato cálcico.
(5) Descomposición de los silicatos hidratados, con formación de sílice hidratada, yeso, y óxido de magnesio.

Así, debido a las acciones indicadas, acompañadas de procesos de absorción y evaporación, se forma en el concreto una concentración de sales que, al cristalizar, reaccionan con el cemento hidratado pudiendo destruir el concreto. A esta acción se adicionan procesos de humedecimiento y secado con renovación del medio agresivo.

Al penetrar las sales en el concreto, por absorción o permeabilidad, originan, adicionalmente, en el acero de refuerzo, celdas anódicas o catódicas. Los productos de corrosión formados en las celdas anódicas, al aumentar de volumen, originan presiones y tensiones las cuales pueden romper el concreto adyacente.

El agua de mar puede ser considerada como una solución de cloruro de sodio al 3% y de sulfato de magnesio al 0.5%. Esta solución de sulfato de magnesio puede atacar fuertemente el concreto, aunque el deterioro de éste en agua de mar es menor que el que indican los ensayos realizados con soluciones de sulfato de magnesio puro de similar concentración. Las sales de magnesio que también se precipitan en el concreto son parcialmente responsables de los incrementos de volumen.

Los cristales de sulfoaluminato de calcio, presente en el concreto como resultado de la reacción entre el C3A (aluminato tricálcico) y el yeso, están uniformemente distribuídos y son inofensivos si son el resultado de una reacción natural durante el proceso de fraguado del cemento.

La capacidad del concreto para formar sulfoaluminato de calcio adicional con los sulfatos del agua de mar depende del porcentaje de aluminato tricálcico residual presente después que el sulfato de calcio se haya agotado. Son las tensiones originadas por estos cristales adicionales las que pueden romper la superficie del concreto. En este caso se aprecia masas de cristales de sulfoaluminato de calcio concentradas en vez de la distribución uniforme del producto resultante del fraguado.

Como reacción secundaria, los sulfatos del agua de mar se combinan con el hidróxido de calcio del concreto formando sulfato de calcio. Este es relativamente soluble y su efecto controlado por su tendencia a ser removido conforme se forma.

El anhidrido carbónico puede ser otro agente agresivo de desintegración, formándose, como depósitos secundarios sulfoaluminato de calcio, calcita, y aluminato de calcio hidratado.

Normalmente hay en el agua de mar pequeñas cantidades de bicarbonato de calcio y algo de C02 libre; con pH del concreto entre 7.5 y 8.4. Si el bicarbonato de calcio no se eleva, y se incrementa el CO2 libre, el pH desciende a menos de 7, y en este caso son de esperar daños en el concreto.

Las sales de magnesio, que también se precipitan en el concreto, son parcialmente responsables de los incrementos de volumen.

Independientemente de los conceptos expresados, no debe olvidarse que son los efectos combinados de erosión, oleaje, y corrosión química los que causan los mayores daños.

La presencia de cloruros retarda o inhibe la expansión del concreto debida a soluciones de sulfato, aunque no tiene efecto sobre el grado de reacción, y esto ha sido atribuído a la mayor solubilidad del sulfato de calcio

y el yeso en soluciones de cloruros. Se concluye que el deterioro químico del concreto en agua de mar, si ocurre, involucra en principio procesos esencialmente no expansivos como solución y lavado.

Algunos casos de deterioro ya han sido atribuídos al empleo de agregados reactivos y cementos ricos en álcalis. Independientemente de ello la experiencia indica muy pocos casos de deterioro de concreto bien fabricado, por acción del agua de mar.

En la actualidad no se da tanta importancia a las reacciones químicas como causa fundamental del deterioro de un buen concreto colocado en agua de mar, excepto si el cemento tiene altos porcentajes de aluminato tricálcico.

7.4.- PERMEABILIDAD Y ACCION SOBRE EL ACERO DE REFUERZO

Los requerimientos de baja permeabilidad son esenciales no solamente porque demoran los efectos del ataque por sulfatos, sino también porque ofrecen protección adecuada para refuerzos con protección de concreto mínima tal como la recomendada por el Comité ACI 357 para exposición al agua de mar. La baja permeabilidad requerida es obtenida por el empleo de concretos con una relación agua-cementante baja, bien consolidados y adecuadamente curados.

La permeabilidad de los concretos preparados con una cantidad apropiada de material puzolánico finamente molido puede ser tan baja como 1/10 á 1/100 de la de concretos comparables de igual resistencia hechos sin dicho material.

Las fallas en elementos de concreto armado que están en agua de mar son atribuídas a reacciones químicas, las cuales, por no presentarse en estructuras de concreto simple sometidas a similares condiciones de exposición, permiten que éstas permanezcan intactas.

El criterio anterior ha motivado que se de importancia primaria a la corrosión del acero de refuerzo en concretos en agua de mar. El mecanismo propio de la corrosión en elementos metálicos será tratado en detalle en el

Capítulo correspondiente.

La mecánica del ataque puede resumirse en que, al penetrar las sales marinas al concreto, por absorción o permeabilidad, originan en el acero de refuerzo celdas anódicas o catódicas. Los productos de corrosión formados en las áreas anódicas, al aumentar de volumen, originan presiones lo suficientemente importantes como para romper el concreto adyacente.

La corrosión del acero de refuerzo necesita, para producirse, que el pH del concreto sea bajo. Normalmente la capa protectora de óxido férrico gamma que rodea el acero de refuerzo actúa en presencia de un medio alcalino alto, por lo que deben tomarse precauciones para mantener el pH en valores encima de 11. Dichas precauciones incluyen:

- **(a) Evitar que el hidróxido de calcio pase a carbonato de calcio por acción del anhidrido carbónico que ingresa junto con la humedad, caso en el que el pH disminuiría a valores menores de 9 destruyéndose la película protectora e iniciándose la corrosión.**
- **(b) Evitar concentraciones de sales en el agua de mar mayores del 0.1%, a fin de eliminar el incremento en la conductividad eléctrica del concreto y la destrucción de la película protectora del acero, factores ambos que permiten el inicio de la corrosión a través de un proceso electrolítico normal.**
- **(c) Emplear concretos de baja relación agua-cementante;**
- **(d) Utilizar agregados adecuadamente graduados, dentro de los requisitos de la Norma ASTM C 33;**
- **(e) Incrementar el recubrimiento del acero de refuerzo a un espesor no menor de 70 mm; con lo cual se lograría una reducción significativa en la actividad de las celdas de corrosión.**

7.5.- EXPERIENCIA DE OBRA

La experiencia de obra indica que generalmente los concretos que fallan son aquellos fabricados con cemento portland con más del 12% de aluminato tricálcico. Sin embargo no puede afirmarse en forma concluyente que un concreto bien fabricado con un cemento con un contenido de 12% de C3A no pueda resistir la acción del agua de mar. Sin embargo, las

investigaciones efectuadas son suficientes para recomendar que el cemento portland a ser empleado en concretos para construcciones marinas no contenga más del 8%, y de preferencia el 5% de aluminato tricálcico.

Los agregados a ser empleados no deberán ser expansivos con los álcalis del cemento, pero si éste requisito no puede ser cumplido, el cemento no deberá contener más del 0.6% del álcalis calculado como la suma de álcalis equivalentes (Na2O + 0.658 K20).

Los cementos portland puzolánicos y los cementos portland de escoria de altos hornos no siempre son resistentes a las soluciones de sulfatos, dependiendo del contenido de C3A como constituyente del clinker. La misma conclusión puede aplicarse al empleo de estos cementos en agua de mar.

Si el cemento portland original contiene menos del 8% de C3A, el reemplazo parcial por un material con propiedades puzolánicas podría resultar en un incremento en la resistencia al ataque. Si el contenido de C3A del cemento original es alto, su reemplazo parcial por un buen material puzolánico podría no mejorar la resistencia del cemento compuesto.

En el caso del empleo de microsílices, su reacción química con el hidróxido de calcio del cemento, reduce significativamente la permeabilidad y la porosidad, al mismo tiempo que incrementa la resistencia, creando las condiciones para un mejor comportamiento frente a la acción del agua de mar.

La información sobre cementos con cenizas como material de reemplazo no ha sido encontrada en la bibliografía sobre la materiales existente.

Deberá darse cuidadosa atención a aspectos estructurales tales como un diseño adecuado y juntas de construcción que aseguren que el agrietamiento es mínimo para prevenir la exposición del refuerzo al agua de mar. Adicionalmente el concreto deberá alcanzar una madurez no menor de 350 kg/cm2 a los 28 días cuando esté totalmente expuesto al agua de mar.

Revestimientos conductivos aplicados al momento de la construcción como una parte del sistema de protección catódica, pueden proporcionar

protección adicional para concretos que están parcial o totalmente sumergidos. Revestimientos de sileno, los cuales son repelentes al agua, han mostrado excelentes características de protección.

Deben tomarse precauciones cuando se aplican revestimientos los cuales pueden significar restricción en la evaporación del agua libre del interior del concreto, con la consiguiente reducción en la resistencia a los procesos de congelación y deshielo.

Las estructuras marinas en muchas oportunidades involucran secciones gruesas y requieren alto factor cemento. Tales concretos pueden necesitar ser tratados como concretos masivos, pudiéndose en estos concretos ser necesario considerar los efectos del calor de hidratación. En estos se recomienda seguir lo indicado en las recomendaciones del ACI 207.1R; ACI 207.2R; y ACI 224R.

7.6 COMENTARIO FINAL

Por todo lo expuesto puede establecerse que la contaminación desempeña un papel determinante en la agresividad de una determinada agua frente a los metales de uso más común. Tanto es así, que una posible indicación del grado de contaminación de un agua de mar puede ayudar a determinar su velocidad de corrosión

No es propósito del presente Capítulo enlistar los diferentes contaminantes que pueden estar presentes en un agua de mar ni su origen, sino tan sólo de hacer notar que a la natural agresividad de la misma puede sumarse el efecto de dichos contaminantes.

Por su especial importancia e incidencia pueden citarse entre éstos a los iones nitrato, NO_3 provenientes, por ejemplo, de los abonos químicos nitrogenados, que por su naturaleza oxidante depolarizan la reacción catódica de reducción de oxígeno, acelerando el proceso de corrosión.

Asimismo, la presencia de fosfatos, provenientes de los detergentes, ha dado lugar a la proliferación de algas muy especialmente en lagunas costeras, las cuales consumen gran parte del oxígeno disuelto en el agua, haciendo que

el medio se vuelca anaeróbico, con la consiguiente putrefacción de estas lagunas, que agravan el problema de corrosión en el fondo de mares y lagunas con la posibilidad de crecimiento de bacterias sulfo-reductoras.

El acero común y el galvanizado son especialmente atacados en estas condiciones, ocasionándose problemas en todas aquellas estructuras sumergidas que no están suficientemente protegidas. Si bien la corrosión microbiológica o bacteriana no es un problema nuevo en los fondos marinos, su incidencia en la falla de muchos sistemas sumergidos ha ido en aumento en los últimos años, al crecer la contaminación en las zonas aledañas a las costas.

8.- AGUA POTABLE Y AGUA DE DESAGUE

8.1.- AGUA POTABLE

En las aguas potables existen o pueden existir muchas especies químicas que afectan de muy distinto modo la corrosión de los metales. Así, mientras una cierta dureza cálcica y una alcalinidad suficiente favorecen la formación de una capa protectora de $CaCO_3$, la presencia de determinadas sales disueltas; Cl, SO_4 y NO_3, en concentraciones que sobrepasan un cierto umbral, puede cambiar radicalmente las características de dicha capa protectora, lo cual ocasiona un mayor ataque al metal base. Los iones agresivos interfieren en el depósito de la capa protectora, y es conocido el efecto detrimental de los iones cloruro en la corrosión de los metales.

En cuanto a las especies contaminantes que pueden estar presentes en el agua potable y que ayudan en el proceso de corrosión, hay que citar de nuevo a los iones nitrato. El exceso de nitratos es determinante para la clasificación de agua como no potable, por la incidencia que tienen dichos aniones sobre la población, especialmente la infantil, ya que se pueden combinar con la hemoglobina de la sangre.

La contaminación por nitratos es especialmente significativa en las comunidades rurales, donde los pozos de captación de agua, la mayoría de veces artesanales y de poca profundidad, facilitan una contaminación bacteriológica y química de nitratos. Se ha encontrado que existe una relación

directa entre la concentración de nitratos y las prácticas agrícolas, ya que las concentraciones máximas se han obtenido en épocas en que se aplica una mayor cantidad de abono (abonos químicos nitrogenados o nitrato de sodio directamente).

El problema se agudiza en las aguas de abastecimiento, en las cuales la poca profundidad de los niveles freáticos y la permeabilidad de los materiales próximos a la superficie hacen que la vulnerabilidad a dicha contaminación sea muy acentuada.

La concentración máxima de nitratos en un agua para que ella sea potable, es de 50 mg/lt. Así, en las redes de distribución de agua potable en las cuales se mantenga un buen control de la potabilidad de la misma, no se presentan problemas de corrosión graves.

Las redes de distribución de agua potable comprenden tuberías, válvulas, medidores, bombas, etc. Los materiales más utilizados son: concreto, hierro, acero, cobre, PVC, etc. La acción del agua sobre algunos metales como el hierro puede provocar problemas de corrosión. Asimismo, el equilibrio calcio-carbónico del agua proporciona a ésta propiedades agresivas o incrustantes que se reflejan en las tuberías de las redes de distribución, efectos que pueden sumarse a los motivados por procesos microbianos.

Muy a menudo la incidencia de la corrosión se refleja en su vertiente económica: inutilización de tuberías, válvulas, bombas e incluso captaciones subterraneas. Por otra parte, la calidad del agua puede cambiar en relación con la finalidad, servicio de agua potable, a la que es destinada (puede tener mal gusto, sólidos en suspensión, color, etc), a causa de alteraciones de las características organolépticas de la misma, y existe incluso el riesgo de pasar en forma de solución, dependiendo de las características de las tuberías, metales pesados que pueden ser tóxicos (Cadmio, Plomo, etc).

Las formas de corrosión pueden ser muy diversas. El problema es complejo porque los factores motivadores son muy diversos. Entre los más importantes se encuentran las condiciones de flujo, la composición de los ductos y las características biológicas y fisicoquímicas del agua. Cabe señalar que la presencia en el agua de determinadas floras bacterianas (bacterias

sulfo-reductoras y ferrobacterias) incide directamente en la corrosión del sistema. Las características químicas del agua pueden favorecer más la presencia de esta flora bacteriana que acelerará el fenómeno.

8.2.- AGUAS DE DESAGUE - CONCEPTO GENERAL

Los desagues domésticos, en condiciones normales de trabajo, no tienen efecto deteriorante sobre el concreto. Sin embargo, bajo condiciones de alta concentración de aguas de desague, baja velocidad de flujo, y alta temperatura en la tubería de desague, se puede generar en ésta ácido sulfhídrico (H2S) como resultado de la acción oxidante de las bacterias anaeróbicas sobre los compuestos orgánicos e inorgánicos del azufre presentes en el desague.

Este ácido sulfhídrico por si solo no tiene ninguna acción sobre el concreto; sin embargo, liberado en el espacio por encima del líquido se condensa en las superficies húmedas por encima de la linea de agua y es oxidado por las bacterias y en presencia de la humedad forma el altamente corrosivo ácido sulfúrico con ataque y destrucción del concreto.

Si el desague contiene más de 150 ppm de sulfatos solubles neutros, como S04, puede presentarse ataque por sulfatos. Los desagues domésticos rara vez contienen esa cantidad de sales neutras, pero la descarga de desagues industriales podría sobrepasarla. En este caso es aconsejable emplear cementos que no tengan más del 8% de C3A. Debe recordarse que los desagues industriales podrían agregar otras sustancias químicas destructivas del concreto en las tuberías de desague.

El concreto atacado presenta un revestimiento de color blanco amarillento sobre su superficie escamosa, la misma que sufre un descascaramiento intermitente que puede producir ablandamiento y desprendimiento del agregado.

La producción de sulfuros en los desagues es consecuencia de la actividad de bacterias las cuales hacen que los líquidos cloacales experimenten, en plazos relativamente cortos, cambios importantes y los compuestos tiendan a degradarse. Las bacterias actúan como catalizadores

por intermedio de las enzimas que elaboran.

Los desagues pueden contener bacterías aeróbicas o anaeróbicas. Las primeras son organismos que requieren oxígeno libre para su metabolismo, en tanto que las bacterias anaeróbicas son dañadas por el óxigeno libre el cual forma un potencial de oxidación y reducción inaparente para el crecimiento de la mayoría de las bacterias anaeróbicas.

La característica esencial de la oxidación biológica consiste en la pérdida del hidrógeno más que en la aceptación del oxígeno, el cual funciona como un fijador del hidrógeno, pero en su ausencia funcionan como tales los sulfatos y nitratos por lo que la oxidación biológica puede continuar en la completa ausencia del hidrógeno libre, excepto el presente en los compuestos.

En los líquidos cloacales existen mezclas de muchas sustancias oxidantes y reductoras, correspondiendole a la concentración de electrones un rol preponderante en la determinación de las características aeróbicas o anaeróbicas de la flora bacteriana, pudiéndose concluir que la presencia o ausencia de bacterias anaeróbicas debe atribuirse más a la tendencia reductora del medio que a la presencia o ausencia de oxígeno libre.

La composición bacteriana promedio de los líquidos cloacales por centímetro cúbico es del orden de un millón de bacterias proteolíticas, capaces de producir amonio e hidrógeno sulfurado a partir de las proteinas; medio millón de nitrificadores capaces de reducir nitritos y nitratos a nitrógeno y amoniaco; y menos de medio millón de nitrificadores, capaces de oxidar el amonio y los nitritos a nitratos. Si en la capa superficial del medio actuante abundan las bacterias capaces de derivar productos reducidos, en el fondo pupulan las bacterias oxidantes.

La corrosión del concreto en las tuberías de desague es atribuída a oxidación del ácido sulfhídrico a ácido sulfúrico, teniendo esta acción lugar únicamente en presencia de una elevada concentración de sulfatos en los líquidos cloacales. La reducción de los sulfatos es atribuída a los organismos denominados spirillam desulfuricans microspira y vitrio thermodesulfuricans, cuya acción es debida al hecho que la superficie húmeda de los tubos de desague sobre el líquido ofrece un ambiente adecuado para el

crecimiento de bacterias capaces de oxidar el azufre.

La acción destructiva causada por la producción de ácido sulfhídrico (H2S) está íntimamente vinculada con el aumento de la población bacteriana, la concentración de líquido cloacal, la temperatura, y el potencial de oxidación y reducción.

Así, la producción de cantidades excesivas de ácido sulfhídrico sería debida principalmente a la reducción de los sulfatos e, incidentalmente, a un proceso de deshidrogenación de los constituyentes orgánicos del desague.

8.2.1.- FISICA Y QUIMICA DE LA CORROSION

No existe en el interior de los sistemas de desague de concreto condiciones favorables para que se establezcan reacciones químicas de fortalecimiento de éste y si para su destrucción por ataque químico.

Así, los gases reductores y los halogenados sólo son agresivos porque el ambiente que los rodea es húmedo. Igualmente, debido a la acción bacteriana y las temperaturas relativamente altas de los líquidos cloacales, se presentan condiciones apropiadas para una buena producción de ácido sulfhídrico (H2S), el cual, por acción de la humedad pasa a ácido sulfúrico, iniciándose la desintegración del concreto.

El ácido sulfhídrico se produce en las aguas cloacales a partir del azufre presente en los compuestos orgánicos, así como de los sulfatos u otros compuestos de azufre presentes en el líquido. El agente actuante son las bacterias anaeróbicas presentes en el fango de las paredes del conducto.

En estos casos la temperatura tiene gran influencia con límites entre 3°C y 20°C. El grado de acidez condiciona igualmente el proceso, siendo el desprendimiento máximo para valores ligeramente alcalinos y anulándose tanto para un pH de 10 como para un pH de 5 (zona ácida). La turbulencia y edad de los líquidos cloacales refuerzan el desprendimiento del ácido sulfhídrico (H2S).

El compuesto gaseoso más importante que se produce por el

mecanismo descrito es el hidrógeno sulfurado, el cual por oxidación se convierte en anhidrido sulfuroso y luego en anhidrido sulfúrico, el cual en presencia de la humedad forma ácido sulfúrico el cual produce corrosión localizada en la parte superior de las tuberías.

Un segundo proceso microbiano oxida el H2S disuelto en las capas húmedas de la zona libre de la tubería, convirtiéndolo por acción de bacterias aeróbicas en S03. Colateralmente, el hidrógeno sulfurado se combina con la cal libre para formar sulfuro de calcio, el cual se oxida a sulfato de calcio. El hidrógeno sulfurado igualmente se oxida directamente a ácido sulfúrico, el cual ataca la cal libre para formar sulfato de calcio.

Los concretos que han sufrido este tipo de ataque presentan un revestimiento escamoso, de color blanco amarrillento, sobre su superficie, la misma que sufre un descascaramiento intermitente que puede producir ablandamiento y desprendimiento inicialmente del agregado fino y después del grueso. Este deterioro es más evidente en o cerca de la linea de aguas cloacales.

Para prevenir la corrosión del concreto por acción de aguas cloacales, la mejor precaución parece ser el evitar la formación de desagues sépticos por reducción al mínimo de la actividad de las bacterias reductoras de sulfatos mediante una adecuada ventilación y, si es necesario, tratamiento químico del desague.

Es recomendable paralizar la actividad aeróbica mediante la inyección de aire o la cloración del agua. E igualmente puede añadirse cal para elevar el pH a más de 10. La inyección de aire seca la superficie del concreto e impide la disolución del H2S y la proliferación de bacterias oxidantes.

Desde que el flujo en si mismo no es el agresivo, el problema de la corrosión ácida en la coronación de las tuberías puede ser resuelto en el diseño, a fin que las mismas trabajen a tubo pleno o con ventilación en altas velocidades, evitando las zonas de turbulencia. Igualmente las bajas temperaturas también tienden a reducir la producción de hidrógeno sulfurado (H2S).

Debe evitarse que las aguas cloacales sean estancas o se muevan muy lentamente, casos en que la producción de sulfuros por las bacterias es demasiado rápida por lo que no puede ser oxidada por el aire presente en la tubería.

El recubrimiento interno de las tuberías de desague con pinturas a base de alquitrán o brea puede ser un tratamiento adecuado para controlar el ataque por ácidos.

Las tuberías de desague de concreto deben ser de baja permeabilidad. Ello significa que el concreto deberá tener un contenido de cemento razonablemente alto, una relación agua-material cementante baja, y un proceso de fabricación que permita producir elementos densos y homogeneos.

La vida de servicio de las tuberías de concreto puede incrementarse empleando como agregado grueso caliza o dolomita de buena calidad, las cuales controlan la posibilidad de un ataque ácido más concentrado sobre la pasta endurecida. Este procedimiento no es considerado como una solución al problema sino como un medio para retrasar la velocidad del ataque.

Una solución completa del problema puede ser lograda únicamente evitando la formación del ácido sulfúrico en concentraciones peligrosas. Ello incluye el diseño de sistemas de desague que proporcionen la velocidad de flujo adecuada, ventilación para eliminar el hidrógeno sulfurado, aditivos químicos para evitar la formación de hidrógeno sulfurado, o el empleo de materiales tóxicos para disminuir, decrecer o eliminar la actividad de las bacterias aeróbicas.

9.- EFECTOS CORROSIVOS DEL AGUA

En relación con las características físicoquímicas del agua y su influencia sobre la corrosión del concreto, cabe enumerar las siguientes; temperatura, pH, sales disueltas, oxígeno y bióxido de carbono disueltos, y prácticamente todos los cationes y aniones que intervienen en la composición mineralógica normal del agua: cloruros, bicarbonatos, carbonatos, sulfatos, sodio, calcio, magnesio, etc.

Muchas aguas subterraneas contienen cloruros provenientes de procesos de contaminación (infiltración de aguas superficiales provenientes de actividades mineras, de botaderos industriales y de fenómenos de intrusión marina, fundamentalmente), y las aguas superficiales están cada vez más contaminadas por deposiciones antropogénicas. Concentraciones de cloruros superiores a 100 mg/lt en aguas de dureza mediana pueden causar problemas de corrosión, crecientes en forma exponencial, de tal manera que concentraciones de iones cloruro de 1g/lt provocan rápidamente la destrucción por corrosión de metales como el hierro y el acero inoxidable.

Asimismo, la presencia de sales disueltas modifica la estructura de las posibles incrustaciones existentes, volviéndolas porosas y heterogeneas, de tal forma que no constituyen una protección de las superficies metálicas. También se pueden formar zonas de aireación diferencial, al absorverse el oxígeno presente en el agua.

En cuanto a los sulfatos, en principio son poco corrosivos, aunque intervienen en el ciclo de azufre, y en sistemas anóxicos pueden contribuir a la formación de ácido sulfhídrico, H_2S, compuesto muy agresivo que provoca problemas de corrosión muy serios. El poder corrosivo de los sulfatos, SO_4 aumenta al asociarse a los Cl, especialmente en aguas blandas de baja alcalinidad y que no estén saturadas de $CaCO_3$. La presencia de Ca_2 en el agua, asociada al equilibrio calcio-carbónico puede contribuir, en aguas incrustantes, a proteger el sistema frente a la corrosión.

El tradicional axiona de que un agua incrustante no es corrosiva debe manejarse con cuidado. La presencia de un agua estable o sobresaturada en relación al $CaCO_3$, aún cuando es una condición satisfactoria para la prevención de la corrosión, es un remedio que tiene muchas limitaciones.

En la formación de una película protectora sobre el metal no sólo hay que tomar en cuenta los datos típicos que se reunen para reducir el pH de saturación del $CaCO_3$, aunque algunas veces estos pueden dar una idea bastante aproximada.

El efecto en y sobre las aguas potables y la influencia de éstas sobre la

corrosión, ya ha sido tratado en el Acápite correspondiente.

10.- CORROSION BACTERIANA DEL AGUA

A lo indicado en el Acápite anterior sobre corrosión metálica del agua, así como lo indicado en el Acápite correspondiente a aguas de desague, se añade en este acápite la acción bacteriana presente en la agua sobre la destrucción del concreto.

Desde hace mucho tiempo se conoce el papel que desempeñan las bacterias en los procesos de corrosión metálica. Los primeros trabajos en este campo se deben a Von Wolzogen-Kuhr, que en 1923 puso en evidencia el mecanismo eletroquímico del ataque por los microorganismos sulforeductores.

Los microorganismos constituyen un vasto mundo de seres unicelulares extendidos por toda la biosfera, y desempeñan un importante papel en la naturaleza. Gran número de ellos, en el suelo o en el mar, descomponen activamente la materia orgánica y los minerales, participando así en los ciclos naturales del carbono, nitrógeno y azufre.

Durante los procesos biológicos se forman numerosos productos. Hay productos finales de combustión: CO_2 y H_2O, por ejemplo; gases, como hidrógeno, nitrógeno y oxígeno; sustancias como el amoniaco, agua oxigenada, azufre, etc. productos ácidos o alcalinos. Todos estos productos se acumulan en el medio, modificando de forma continua su composición.

Ciertas bacterias son capaces de efectuar su síntesis a partir del agua, del anhidrido carbónico (CO_2) y de algunas sales minerales; éstas son las bacterias autotrofas. Se consideran como bacterias heterótrofas las especies incapaces de efectuar por si mismas la síntesis de todos sus factores de crecimiento.

La corrosión microbiana puede definirse como "un proceso metabólico bacteriano que origina o acelera la destrucción de los metales". Los microorganismos influyen sobre los procesos de corrosión a través de mecanismos que les permiten adquirir la energía necesaria para las

actividades vitales. Esta energía puede adquirirse a través de tres medios:

a) **Respiración aerobia, que consiste en la eliminación progresiva de hidrógeno de los sustratos orgánicos. El hidrógeno es oxidado por el oxígeno del aire.**
b) **Respiración anaeróbica, en la cual el sustrato orgánico es también oxidado por eliminación de hidrógeno, y éste reduce los compuestos inorgánicos.**
c) **Fermentación, proceso anaerobio en el cual el sustrato orgánico no es completamente oxidado.**

Al igual que la corrosión, los procesos metabólicos se basan en la transferencia de iones hidrógeno o de electrones. La actividad de los microorganismos corresponde a valores de pH del medio que son también muy favorables a la corrosión.

Los microorganismos que desempeñan un papel en la corrosión pueden clasificarse de dos maneras: desde los puntos de vista fisiológico y los taxonómicos. Se piensa, generalmente que la corrosión de los metales se debe a las bacterias anaerobias, por ejemplo el desulvidrio. Sin embargo existen diversos tipos de bacterias que hay que tener muy en cuenta desde el punto de vista de la corrosión, como las bacterias de hierro, thiobacterias, y las bacterias aerobias que producen ácido sulfhídrico.

El potencial de oxidación de las bacterias se puede medir, y la intensidad de la oxidación se caracteriza por la pérdida de electrones. No hay dificultad en medir estas ganancias o pérdidas de electrones con la ayuda de un potenciómetro, utilizando un electrodo de platino como punto cero y un electrodo de referencia, por ejemplo, uno de calomelanos (mercurio/cloruro mercurioso).

Cuando una sustancia puede ceder electrones a un electrodo inerte y la sustancia oxidada puede recibir electrones de este electrodo, se dice que es una sustancia electroactiva.

Los cultivos microbianos son casi siempre sistemas fuertemente reductores. La actividad metabólica de las bacterias, resultante de su

crecimiento y de su nutrición, sólo es posible gracias a la energía suministrada por la oxidación de los elementos nutritivos que ocasionan condiciones de reducción en el medio.

Las bacterias aerobias reducen los medios hasta un cierto nivel, que en general es moderado, aunque en algunos casos llega a niveles altos. Las anaerobias presentes se aprovechan de estas nuevas condiciones y proliferan a su vez.

Así, los fenómenos de óxido-reducción desempeñan un papel muy importante en los procesos biológicos. Existen sustancias más fácilmente oxidables que otras. Esto puede determinarse midiendo la fuerza electromotriz o la diferencia de potencial generada por la corriente de electrones, obligándolos a pasar por un hilo conductor. Es lo que se conoce como potencial redox del medio. Este potencial se relaciona con el pH, la temperatura y la relación existente entre la concentración de sustancia oxidada y reducida. Las condiciones de oxidación corresponden a un potencial elevado; las de reducción, a una disminución del potencial.

Las bacterias más comunes se desarrollan a potenciales próximos o inferiores a O y pH comprendidos entre 6 y 9, zonas favorables a la corrosión. Esto quiere decir que si en un medio hay bacterias - que existen en todas partes en la naturaleza - los aportes nutritivos de origen orgánico son suficientes, las bacterias entran rápidamente en actividad, multiplicándose y metabolizando diferentes sustancias. Estos procesan ocasionan de forma automática, la disminución del potencial redox, originando las condiciones electroquímicas favorables a la corrosión. Si estas condiciones existían ya, por la naturaleza del medio, serán activadas, y si no existían serán el origen de la corrosión.

Los microorganismos no pueden desarrollarse más que en determinadas condiciones de pH. Para cada grupo microbiano existen pH límites y un pH óptimo. En general, los medios neutros convienen a las bacterias heterótrofas que pueblan los medios naturales. Los límites de crecimiento de estas bacterias oscilan entre los pH de 5.5 á 8.5 ó 9. Ciertas especies, tales como el Thiobacillus, se cultivan a pH muy bajos, entre 1,8 y 2.

La corrosión anaerobia se considera posible en los valores de pH comprendidos entre 5.5 y 8.5. en cuyo caso el valor potencial redox permite establecer la siguiente clasificación de suelos debida a Starkey y Wright.

CUADRO 1O

Potencial redox, mV	Riesgo de corrosión anaerobia
< 100	Severo
100 - 200	Moderado
200 - 400	Ligero
> 400	Nulo

Hablando en términos generales, cualquier suelo con un contenido apreciable de sulfatos y con un potencial redox de + 200 mV a menor, está, probablemente, en camino de convertirse en anaerobio y debe considerarse peligroso.

1O.1.- CORROSION ANAEROBIA

La corrosión anaerobia, originada por el desulfovidrio, se observó por primera vez en el suelo de los Países Bajos, en 1923, donde se comprobó la aptitud de estas bacterias para corroer el hierro y el acero, formándose sulfuro ferroso como producto de la corrosión.

Para comprender la forma en que estos organismos intervienen en los

mecanismos de corrosión, debemos recordar los procesos básicos de la corrosión electro química. Para que exista corrosión, para que se pueda formar la clásica "herrumbre", constituída por hidróxido férrico, deben estar presentes tres elementos: hierro metálico, humedad y oxígeno.

La corrosión del hierro o el acero en presencia de oxígeno es un proceso eletroquímico. El lugar donde el metal sufre la corrosión, donde el hierro pasa del estado metálico al iónico, y después al de solución, se llama ánodo. La reacción anódica puede escribirse de la manera siguiente:

Fe ------ Fe2 + 2e-

Los dos electrodos liberados en el proceso anódico se desplazan, a través de la masa metálica, al cátodo o zona catódica. En ésta, los dos electrones son captados por los iones H+ presentes en la solución (electrolito), que pasan a hidrógeno atómico (H), el cual es liberado como moléculas de hidrógeno gas (H2). La reacción catódica se puede escribir de la siguiente forma:

2H++ ---- 2H ---- H2

Esta simple exposición sirve para ilustrar la naturaleza electroquímica de los procesos de corrosión. En el ánodo tienen lugar las reacciones de oxidación o deselectronación, mientras que en el cátodo tienen lugar las de reducción o electronación.

En el caso de una pila de corrosión sencilla existe una interacción entre los productos originados por las reacciones anódicas y catódicas. El hidróxido ferroso, Fe(OH)2, es un resultado de iones ferrosos, Fe2+, formados por el ánodo y los iones hidróxilo, OH-, formados por el cátodo; la carga negativa de los iones hidróxilo dará lugar a que estos iones migren en la solución hacia las áreas anódicas, en las cuales hay un exceso de carga positiva, debido a la presencia de iones ferrosos formados. El hidróxido ferroso se forma cuando ambos iones con carga opuesta se encuentran, reaccionan y se precipita el correspondiente hidróxido. La reacción es la siguiente:

Fe2+ + 2OH- ---- Fe(OH)2

Aunque el desulfovidrio causa la corrosión del hierro y el acero en ausencia de aire, queda patente, con lo indicado anteriormente, que el oxígeno es necesario en los procesos electroquímicos de corrosión, en los cuales se produce el hidróxido ferroso y el hidróxido férrico como productos resultantes. Veamos la relación existente entre los dos mecanismos de corrosión, el de oxidación y el bacteriano.

De acuerdo con la teoría electroquímica de la corrosión, para que ésta pueda tener lugar es necesaria la existencia de un ánodo, un cátodo y un electrolito (medio agresivo). Se ha podido comprobar que de la reacción en las áreas catódicas resulta la formación del hidrógeno molecular; H2, sobre la superficie del cátodo. En soluciones neutras, como las de cloruro de sodio, la formación de hidrógeno y su evolución como hidrógeno gaseoso son muy lentas. Este puede ser el origen de la formación de burbujas de hidrógeno sobre la superficie catódica. Cuando esto sucede, esta película de burbujas de hidrógeno formada sobre el cátodo puede ocasionar tal disminución de la velocidad de corrosión, que puede llegar a detenerla completamente. Este fenómeno se conoce con el nombre de polarización catódica.

El oxígeno disuelto en el electrolito neutro reacciona con el hidrógeno acumulado para formar agua, H2O, de esta forma el proceso de corrosión continúa. En este proceso, el oxígeno actúa como un despolarizante catódico. El desulfovibrio, al igual que el oxígeno disuelto, actúa como despolarizante catódico; de esta forma el proceso de corrosión continúa.

La teoría electroquímica de la corrosión bacteriana del acero por el desulfovibrio fue publicada por primera vez en 1934 por Von Wolzogen-Kuhr. Sin embargo esta bacteria se asoció con la corrosión y deterioro de las tuberías enterradas en Holanda mucho antes, en 1923.

Aunque el mecanismo electroquímico de la corrosión bacteriana ha sido probado y aceptado, investigaciones posteriores han puesto de manifiesto que no es el único mecanismo a través del cual el desulfovibrio ataca al hierro y al acero. El mecanismo electroquímico de corrosión dispone de varias especies de desulfovibrio, las cuales producen la enzima hidrogenasa.

Es conveniente recordar que las sustancias que aceleran las reacciones químicas, sin que estas se consuman en el proceso, se llaman catalizadores; los catalizadores que están formados por células vivas de animales y plantas reciben el nombre de enzimas.

La hidrogenasa es una sustancia orgánica que cataliza la oxidación del hidrógeno (es decir cataliza la transferencia de electrones), activando, por tanto, la despolarización catódica:

$$2H_2 + O_2 \text{ ------ } 2H_2O + \text{energía}$$

Durante algún tiempo se llegó a pensar que sólo estas especies de desulfovibrio, las que producían la enzima, causaban la corrosión del hierro y del acero. Sin embargo, actualmente se sabe que tanto en las especies que producen hidrogenasa como en aquellas que no la producen la velocidad de corrosión es lineal y aproximadamente igual. Esto se debe a que la película parcialmente protectora de sulfuro ferroso no se forma sobre la superficie del metal. La velocidad de corrosión depende de la naturaleza y comportamiento de la película sulfurosa formada sobre la superficie del metal.

Con una película parcialmente protectora, formada sobre la superficie del metal, la velocidad de corrosión originada por la hidrogenasa positiva fue mucho mayor que la origina por la hidrogenasa negativa. La acción corrosiva de la hidrogenasa negativa permite suponer que la corrosión ocurre como resultado del ácido acético formado en la interfase metal/sulfuro ferroso.

Es evidente también que hay corrosión por el simple ataque del sulfuro de hidrógeno generado por estos organismos sobre el hierro y el acero, dando lugar así a la formación y precipitación de sulfuro ferroso negro. Los iones sulfuro que así se forman actúan, por otro lado, como despolarizantes anódicos, al reaccionar con los iones ferrosos para formar el sulfuro ferroso.

10.2.- CORROSION AEROBIA

Al igual que las bacterias anaerobias, las aerobias pueden ser también el origen de fuertes corrosiones. Por un lado ocasionan la formación de ácido sulfúrico y, por otro, forman sobre el metal precipitados que, al quedar

adheridos en forma aislada, originan procesos de aireación diferencial y, por lo tanto, de formación de picaduras.

Estas bacterias están representadas por las bacterias ferruginosas y los thiobacillus.

Las bacterias feruginosas están muy extendidas en la naturaleza; se las encuentra, a veces, en gran abundancia en aguas que contienen sales ferrosas disueltas. Van siempre asociadas a depósitos de hidróxido férrico.

Existen dos tipos de bacterias ferruginosas: las unicelulares y las pluricelulares. Las verdaderas bacterias ferruginosas son aerobias y, en principio, autótrofas. Se caracterizan por acumular hidróxido férrico alrededor de sus células, lo que origina que en sus proximidades aparezcan zonas manchadas con el conocido color de la herrumbre. La más conocida es la Gallionella. La clasica reacción de su metabolismo es la siguiente:

$4\ Fe(HCO\cdot)2 + 2\ H2O + O2$ ---- $Fe(OH)3 + 8\ CO2$ + Energía

Estas bacterias son el origen de la formación de incrustaciones sobre la superficie metálica y, por lo tanto, de procesos de aireación diferencial que desembocan en la formación de picaduras.

Las bacterias Thiobacillaceae son aerobias autótrofas y se caracterizan por crear en el medio donde se multiplican una reacción fuertemente ácida. Su pH óptimo de crecimiento se sitúa entre 3 y 4, y se pueden incluso cultivar a pH 0.2 á 0.6.

Todos los metales suceptibles al ataque por ácido sulfúrico diluído (10%) sufrirán una fuerte corrosión en presencia de estas bacterias, las cuales son el origen de formación de pH muy bajos, concretamente de formación de ácido sulfúrico. En suelos que contengan sulfuros (piritas) pueden ocasionar fuertes corrosiones en cualquier estructura que pueda estar bajo sus efectos.

Los representantes más conocidos de este grupo son: Thiobacillus thiooxidans: Thiobacillus thioparus; Thiobacillus denintrificans; Thiobacillus ferrooxydans, etc.

Por último, cabe señalar que el medio marino, de pH proximos a 7.5 - 8, es siempre favorable al crecimiento microbiano. Desde el momento en que las partículas cargadas de microbios se depositan en la superficie de los metales para constituir la película microbiana (lo cual puede suceder en pocas horas), las bacterias entran en actividad y provocan la disminución del potencial redox. Las condiciones de corrosión se realizan in situ y el deterioro del metal aparece en pocos días.

A modo de conclusión de todo lo anterior, es importante señalar que si no existen las condiciones para que haya corrosión en un determinado medio, las bacterias pueden crearlas, a condición (para las heterótrofas) de que exista en el medio materia orgánica. Cuanto mayor sea la cantidad de materia orgánica contenida en un electrolito, mayores serán los gérmenes y mayor y más intensa la actividad bioquímica, y por tanto, la corrosión.

Las aguas de muchos puertos, lagunas y zonas costeras, fuertemente contaminadas por los desechos de las ciudades, son origen de graves problemas en las instalaciones portuarias, eléctricas, etc., que se encuentran en ellas.

Todo ello justifica plenamente los esfuerzos que realizan numerosos investigadores en todo el mundo para estudiar y conocer mejor el mecanismo de desarrollo de estos organismos, con el fin de tratar de combatirlos y reducir, en lo posible, las grandes pérdidas que ocasionan.

11.- LEXIVIACION

La lexiviación, que ya ha sido tratada en el Capítulo 6, es una forma suave de desarreglo que ocurre cuando el agua disuelve componentes en el concreto. El cemento portland hidratado contiene hasta 25% á 30% de hidróxido de calcio, Ca(OH)2, el cual es soluble en agua. Este componente, con mucha probabilidad, está lixiviado desde el concreto. Debido a que el hidróxido de calcio es más soluble en agua fría, el agua que viene de los riachuelos de las montañas o presas es más agresiva que el agua más caliente.

La lixiviación produce una apariencia arenosa en las superficies expuestas de concreto de los revestimientos de canales, canalones, o tuberías. Si el agua pasa a través de grietas o juntas, la lixiviación también puede erosionar el concreto interno. En el concreto poroso, con una alta relación agua-cemento, la lixiviación puede remover suficiente hidróxido de calcio para reducir la resistencia del concreto. Sin embargo, generalmente sólo es un problema cosmético.

Los aditivos pueden ayudar a controlar la lixiviación a través de dos mecanismos: reduciendo la permeabilidad y convirtiendo el hidróxido de calcio soluble en un hidróxido de silicato de calcio insoluble (CSH). Las clases de aditivos que reducen la permeabilidad incluyen reductores de agua, superplastificadores, y agentes inclusores de aire. Bajo la mayor parte de las condiciones, el uso de estos aditivos en una proporción apropiada en un concreto bien consolidado controla adecuadamente la lexiviación.

Las adiciones tales como las microsílices u otros materiales cementantes complementarios con propiedades puzolánicas reducen la permeabilidad y convierten algo del hidróxido de calcio en CSH insoluble. Cuando se espera lixiviación más severa, el costo adicional de una microsílice puede estar justificado.

CAPITULO 10

ATAQUE POR GASES

1.- RESUMEN

La durabilidad es uno de los aspectos principales de las estructuras de concreto expuestas a ambientes agresivos. Se sabe que muchos fenómenos ambientales tienen influencia importante sobre la durabilidad de estructuras de concreto. En este Capítulo se ha de presentar los dos ataques por gases que atentan contra la durabilidad del concreto, incidiento en el primero de ellos.

Dichos ataques son:

1.- ATAQUES POR ANHIDRIDO CARBONICO

2.- ATAQUE POR ANHIDRIDO SULFUROSO

El concreto expuesto continuamente al aire absorve dióxido de carbono en un proceso conocido como carbonatación. Casi todos los componentes del cemento portland son suceptibles a este proceso. Los resultados pueden ser beneficiosos o dañinos dependiendo del tiempo, magnitud y extensión a la que este proceso ocurre, y de la exposición al medio.

Por una parte, la durabilidad del concreto no es perjudicada por la carbonatación, y podría ser mejorada, ya que ésta tiende a densificar la superficie del concreto, reduciendo la permeabilidad y porosidad superficial, haciendo las veces de protección natural contra la ulterior penetración de gases y líquidos.

Sin embargo, para los concretos reforzados, el fenómeno de carbonatación puede ser el origen de serios daños estructurales. En efecto, debido a su elevada alcalinidad, con un pH mayor de 12, el concreto protege al acero de la corrosión. La carbonatación reduce la alcalinidad a un pH menor de 9, y ni bien el "frente de carbonatación" alcanza la zona de la

armadura, ésta comienza a oxidarse.

Dado que la formación de óxido se acompaña siempre con un aumento de volumen, esto generalmente da origen a la disgregación del concreto que cubre el acero de refuerzo. En ese momento, el acero de la armadura ya no estará protegido, y el concreto armado comienza a perder su capacidad portante.

La exposición al dióxido de carbono (CO_2) durante el proceso de endurecimiento puede afectar el acabado final de las losas, favoreciendo la formación de una superficie blanda, pulvurulenta, y menos resistente al desgaste.

La carbonatación no será un problema para el concreto cuando éste tiene un recubrimiento adecuado sobre el acero de refuerzo embebido.

La lluvia ácida producida por el anhidrido sulfuroso ataca al concreto, especialmente al carbonato de calcio, produciendo sales fácilmente lavables y contribuyendo de esta manera a la destrucción de los elementos estructurales.

2.- CARBONATACION

2.1.- CONCEPTO GENERAL

La carbonatación en el concreto es la reacción química, con disminución del pH, que ocurre cuando el dióxido de carbono (CO_2) atmosférico reacciona con la humedad dentro de los poros del concreto y convierte el hidróxido de calcio, $Ca(OH)_2$, con alto pH a carbonato de calcio, $CaCO_3$, que tiene un pH más neutro. La carbonatación del concreto ocurre en todas las superficies del concreto expuestas

La disminución del pH se convierte en un problema porque el concreto, con su ambiente altamente alcalino (rango de pH de 12 á 13), protege al acero de refuerzo contra la corrosión. Esta protección se logra por la formación de una capa de óxido pasivo sobre la superficie del acero que permanece estable en el ambiente alcalino.

Esta es la misma capa pasivadora que atacan los cloruros cuando alcanzan el acero de refuerzo expuesto a sales descongelantes y ambiente marino.

El pH del área carbonatada se reduce a menos de 9.5, pudiendo destruirse la película protectora y, en presencia de humedad y oxígeno, permite que el acero se corroa. A la vez, el pH reducido desestabiliza lentamente los silicatos de calcio hidratado y otros hidratos del cemento, algunos de los cuales son convertidos a hidróxido de calcio adicional que estará disponible para mayor carbonatación.

La carbonatación comienza sobre la superficie del concreto y se propaga lentamente en profundidad. Al colmar los poros tiene una influencia positiva aumentando la resistencia mecánica y la durabilidad del concreto haciendo las veces de protección natural contra la ulterior penetración de gases y líquidos. Estas ventajas se dan en los concretos simples, más no en los armados en los que la carbonatación puede llegar a favorecer la corrosión.

Es importante mencionar que generalmente existe carbonato de calcio en los concretos no carbonatados, ya sea por su presencia en los agregados (calizos y dolomíticos), en impurezas (como el yeso que contiene carbonato de calcio como una impureza) o por la pre-carbonatación de los materiales. Igualmente, dependiendo de las condiciones de almacenaje, el clinker puede carbonatarse fácilmente.

La carbonatación es uno de los principales factores que causan deterioro de las estructuras, y es definida por el ACI 116R como "la reacción química entre el dióxido de carbono (CO_2) contenido en el aire y el hidróxido de calcio ($Ca(OH)_2$) de los productos de hidratación disueltos en el agua y contenidos en los poros de la pasta de cemento, reduciéndose el pH de la solución que se encuentra en los poros del concreto de 12.6 a menos de 9, por lo que, la película de óxido pasivo que se encuentra en el acero puede ser destruída, acelerando el proceso de corrosión". Esta corrosión inducida por la carbonatación incrementa el desarrollo de las grietas, y disminuye la durabilidad del concreto.

La carbonatación es un fenomeno natural que ocurre en miles de estructuras en todo el mundo. Es un proceso bien comprendido que ya ha sido investigado y documentado perfectamente. En concreto que no contiene acero de refuerzo, la carbonatación es, generalmente, un proceso de pocas consecuencias. Sin embargo, en el concreto reforzado, este proceso químico aparentemente inocuo, avanza lenta y progresivamente hacia adentro desde la superficie expuesta del concreto, y puede llegar a atacar al acero de refuerzo causando la corrosión.

Aunque la difusión del dióxido de carbono a través de los poros de concreto puede requerir de años antes que ocurra el daño por corrosión, puede ser muy desvastadora y muy costosa de reparar; por ello aunque la carbonatación es una causa de la corrosión menos importante que los cloruros, no por ello es menos seria en términos del daño que provoca y del dinero que cuesta remediar sus efectos.

Si bien diversos elementos de calefacción pueden liberar grandes cantidades de dióxido de carbono, responsable de la carbonatación, sólo se requiere una pequeña concentración de CO2, que normalmente se encuentra en la atmósfera en el orden del 0.03%, para que ocurra la carbonatación del concreto.

2.2.- MECANISMO DE LA REACCION

La cantidad de CO_2 que normalmente se encuentra en el aire es del orden de 0.03 a 0.04%. Por otra parte, el contenido de CO_2 puede ser del 0.08% cerca de una vía de gran tráfico. La concentración puede llegar a ser tan alta como 0.12% en ambientes poco a mal ventilados, o incluso puede llegar a 4% cerca de chimeneas de fabricas cuando la circulación de aire no es favorable. Por lo tanto, siempre es recomendable comprobar la pureza del aire con un medidor de CO_2.

La carbonatación comienza sobre la superficie de concreto y se propaga lentamente en profundidad, y si bien, la carbonatación reduce el valor del pH y destruye la película pasiva alrededor del acero de refuerzo, ella tiende a densificar la superficie del concreto, reduciendo la permeabilidad frente al ion cloruro, e igualmente reduciendo la porosidad superficial y por lo

tanto, la capacidad de absorción del concreto. Al colmar los poros, tienen una influencia positiva aumentando la resistencia mecánica y la durabilidad del concreto, haciendo las veces de protección natural contra la ulterior penetración de gases y líquidos.

Cuando progresa la carbonatación hacia la profundidad del refuerzo, la capa de óxido protectora y pasivadora deja de ser estable. A este nivel de pH, por debajo de 9.5, es posible que empiece la corrosión, resultando finalmente en el agrietamiento y astillamiento del concreto. Aunque la difusión del dióxido de carbono a través de los poros del concreto pueda requerir años antes que ocurra el daño por corrosión, puede ser desvastadora y muy costosa de reparar.

Es muy importante identificar la presencia de la carbonatación cuando también hay cloruros en el concreto. En el concreto nuevo que tiene un pH de 12 á 13, se requieren aproximadamente de 7,000 á 8,000 ppm de cloruros para comenzar la corrosión del acero embebido. Sin embargo, si el pH baja a un rango de 10 á 11, el umbral de cloruro para la corrosión es significativamente menor, 100 ppm o menos. Por esta razón, una investigación de la condición para la mayoría de las estructuras de concreto en proceso de corrosión debe siempre incluir un análisis de la profundidad de carbonatación.

Cuando el concreto o mortero está expuesto al anhidrido carbónico, también conocido como bióxido de carbono (CO_2), reacciona con los compuestos del cemento portland, con resultados favorables o desfavorables, dependiendo del tiempo, velocidad, y extensión en la cual ellos ocurren y del ambiente externo, produciéndose generalmente contracción.

Si una concentración adecuada de bióxido de carbono o anhidrido carbónico toma contacto con el concreto fresco o recién colocado, la superficie de éste podría ser seriamente afectada, variando la magnitud y profundidad del ataque con la concentración del gas, temperatura ambiente, y humedad relativa. La superficie afectada se tornará blanda y pulvurulenta, y ningún subsecuente curado u otro tratamiento podrán reparar el daño.

Por otra parte, la carbonatación intencional durante la producción del concreto puede mejorar la resistencia, dureza, y estabilidad dimensional de los productos de concreto. En otros casos, sin embargo, la carbonatación puede resultar en deterioro y disminución del pH de la pasta favoreciendo la corrosión del concreto cercano a la superficie.

Adicionalmente, la exposición al bióxido de carbono (CO2) durante el proceso de endurecimiento puede afectar el acabado final de las losas, favoreciendo la formación de una superficie blanda, pulvurulenta, y menos resistente al desgaste.

Una concentración de bióxido de carbono capaz de producir tales efectos puede ser causada por calentadores de ambiente con combustión mal ventilada, o la exposición al escape de los equipos de combustión u otras fuentes, utilizados para mantener una temperatura de curado adecuada durante las construcciones en climas fríos. En ambos casos se puede producir en el concreto una superficie altamente porosa sujeta a futuros ataques químicos. El calentamiento del ambiente deberá efectuarse de manera de evitar que los gases de la combustión al ser liberados se concentren dentro de la cámara de calentamiento cerrada.

La lenta pero persistente contracción de los productos de concreto, aún después de haber alcanzado el equilibrio de humedad con el medio ambiente, es atribuída a la reacción con el bióxido de carbono presente normalmente en la atmósfera, con un contenido del orden de 0.03% de CO2. Esta contracción a largo plazo puede ser significativamente disminuída mediante un pretratamiento adecuadamente controlado con bióxido de carbono después del período de curado requerido.

La reacción entre el bióxido de carbono y el concreto denso y endurecido es muy lenta, y aún después de muchos años podría afectar únicamente una delgada capa superficial. El principal producto de esta reacción es el carbonato de calcio, el cual podría mejorar la resistencia inicial del concreto al ataque de los sulfatos. En la práctica los efectos benéficos parecen ser poco importantes.

Las fuentes de bióxido de carbono pueden ser ya sea la combustion, la atmósfera, o el C02 disuelto en el agua.

El factor básico que influye en la carbonatación es la difusividad de la pasta de cemento endurecida. La magnitud de la carbonatación es controlada por el ingreso de CO2 en el sistema de poros del concreto por difusión con una gradiente de CO2 actuando como la fuerza secante. El aumento de carbonatación depende en gran medida del contenido de humedad y permeabilidad del concreto.

Para que tenga lugar la carbonatación debe haber presencia de humedad. La reacción de carbonatación avanza más rápidamente cuando la humedad relativa en el concreto se encuentra entre 50 y 55%. A humedad más baja, no hay suficiente agua en los poros del concreto para que se disuelvan cantidades significativas de hidróxido de calcio. Por encima del 75% de humedad, la situación se revierte y los poros se bloquean progresivamente con agua.

Aunque la condición indicada permite que se disuelva libremente el hidróxido de calcio, evita en gran medida el ingreso del dióxido de carbono. Así se explica porqué diferentes lados de la fachada de un edificio de concreto, por ejemplo, pueden variar significativamente en la profundidad de sus frentes de carbonatación. Una fachada expuesta al mar puede tener poca carbonatación debido a su contenido constantemente alto de humedad, mientras que la carbonatación pueda haber avanzado a niveles más profundos en los otros lados del edificio.

Desde el punto de vista de la permeabilidad del concreto, conforme aumenta ésta, el concreto se carbonata más rápidamente. El remedio es muy simple, y consiste en seguir las prácticas recomendadas para producir concretos de baja permeabilidad. Estas incluyen bajas relaciones agua-cemento, compactación adecuada por vibración, uso de adiciones, y curado apropiado. Todas estas prácticas reducen la permeabilidad del concreto y hacen más difícil que el dióxido de carbono se difunda a través de él.

Los factores que afectan la magnitud de la difusión incluyen el tipo y cantidad de cemento, la porosidad del material, el tiempo de curado, y el tipo y la cantidad de adición puzolánica. Se conoce que diversas propiedades mecánicas del concreto, tales como su resistencia a los agentes agresivos, su resistencia en compresión, dureza superficial, pueden cambiar debido a la carbonatación.

El pH del concreto puede cambiar por el ingreso de diversas sustancias desde el medio ambiente. Estas sustancias son principalmente el CO2 que se encuentra de manera natural en el aire y el CO3 que se produce de la combustión de material fósil. De estos, el CO2 en el aire es de mayor importancia, de ahí el nombre de carbonatación.

Inicialmente, el CO2 no es capaz de penetrar profundamente dentro del concreto, debido a que reacciona con el espesor del concreto superficial de acuerdo con la siguiente reacción:

$$CO_2 + Ca(OH)_2 .... CaCO_3 + H_2O$$

.

Aunque la porción de mezcla externa del concreto se carbonata rápidamente, el CO2 continua su ingreso a mayor profundidad, y cuando el pH, alrededor del acero de refuerzo es cercano a 9, la capa de óxido protector pierde su estabilidad termodinámica, dando paso a la corrosión del acero.

A la profundidad que el CO2 ha penetrado y por lo tanto que ha modificado el pH, generalmente se le llama "frente de carbonatación". En la práctica es útil conocer a que velocidad progresa este frente para estimar si ha alcanzado la interfase acero-concreto, y poder estimar el estado superficial que guarda la varilla metálica. La penetración del CO2 está determinada por la forma de la estructura de los poros y por el volumen de ellos que está ocupado por la disolución del concreto, ya que la velocidad de difusión del CO2 en agua es 10^4 veces más lenta que la velocidad de difusión del CO2 en el aire.

Si el poro está seco, el CO2 difunde fácilmente, pero la carbonatación no puede ocurrir debido a la falta de agua. Este caso sólo se presenta en concretos que estén sobresecados, como ocurre en climas muy secos. Si los poros están llenos de agua, hay apenas alguna carbonatación debido a la

poca difusión del CO_2 en agua, que es el caso de estructuras sumergidas. Si los poros están parcialmente llenos de agua, la carbonatación puede proceder hasta un espesor donde los poros del concreto están secos.

Los parámetros que determinan la velocidad de carbonatación son: la composición y cantidad de cemento, la compactación, las condiciones de curado, y condiciones ambientales de exposición del concreto.

A diferencia de los cloruros, el papel de la corrosión de la barra de refuerzo se ha descuidado con mucha frecuencia. Para evitar esto, las pruebas de la profundidad del frente de carbonatación deben siempre incluirse en la evaluación del concreto dañado por corrosión.

La velocidad de carbonatación del frente de carbonatación o penetración al interior del concreto es proporcional a su porosidad. La velocidad disminuye con el paso del tiempo debido a que el estrato carbonatado protege al resto del concreto del contacto con el exterior, o sea del proceso químico que tiende a disminuir el pH.

La velocidad y la profundidad de carbonatación son además influenciadas por una multitud de factores como el contenido de cemento, las variaciones de temperatura y la frecuencia con que se alternan los estados secos y períodos mojados de la superficie del concreto. Para concretos expuestos a la intemperie (mojado y secado frecuentes), la velocidad de carbonatación puede ser sensiblemente menor que la indicada por la ecuación.

La velocidad de penetración del frente de carbonatación al interior del concreto es proporcional a su porosidad. La velocidad disminuye con el paso del tiempo debido a que el estrato carbonatado protege al resto del concreto del contacto con el proceso químico que tiende a disminuir el pH. Se recomienda tener en consideración las cuatro medidas siguientes:

a) Recubrir las armaduras con un mínimo de 30 mm de mortero.

b) Prestar particular atención a las armaduras situadas debajo de las acanaladuras y las juntas de concreto.

c) Respetar la dosificación mínima del cemento y trabajar con

relaciones agua.cemento moderadas, o sea sin un exceso de agua.

d) Efectuar el curado de modo que la superficie del concreto esté bien hidratada desde el inicio, a fin de reducir al mínimo la velocidad de carbonatación.

Dado que el ingreso del bióxido de carbono es un proceso de tipo difusión, puede estimarse que el espesor de la capa carbonatada es proporcional a la raiz cuadrada del tiempo. Dicha proporcionalidad puede expresarse como una ecuación cuando se conoce el valor de la constante K, o constante de carbonatación, la cual depende básicamente de cuatro parámetros:

a) La concentración de CO2 en el aire;

b) La permeabilidad del concreto en el recubrimiento;

c) La humedad relativa del recubrimiento de concreto (que depende de la humedad relativa ambiente y, en parte, de la calidad del material); y

d) El contenido de CaO en la pasta de cemento hidratada del recubrimiento (que depende del contenido de cemento en el concreto, de su grado de hidratación y del tipo de cemento).

Se debe recordar que la velocidad y profundidad de carbonatación son además influenciadas por una variedad de factores como el contenido de cemento, las variaciones de temperatura y la frecuencia con que se alternan los estados secos y los estados o períodos húmedos de la superficie del concreto. Para concretos expuestos a la intemperie (mojado y secado frecuentes), la velocidad de carbonatación puede ser sensiblemente menor a la indicada por la ecuación.

Igualmente, no se debe olvidar que la carbonatación se inicia después del fraguado, ni bien el concreto es desencofrado. Tampoco debe olvidarse que el objetivo final es el de impedir que el frente de carbonatación alcance la armadura, para lo cual se recomienda seguir lo indicado anteriormente.

La adición de materiales con actividad puzolánica da por resultado un menor frente de carbonatación debido a la reacción puzolánica y su efecto de llenado de los poros capilares, ya que al minimizar el tamaño y volumen de los poros se reduce la magnitud de carbonatación. Sin embargo, la relación agua-cementante es todavía un factor importante que afecta el espesor de la capa carbonatada.

Si se analiza una sección esquemática de un elemento de concreto armado se ve que, en lo que respecta a la protección de las armaduras poco importa la calidad del concreto interno. Es justamente el concreto de recubrimiento el que debe servir de "barrera" adecuada al ingreso de los agentes agresivos. El recubrimiento de concreto presenta, por lo general, una calidad inferior al concreto interno, ya sea como consecuencia de secado prematuro, insuficiente compactación, excesiva exudación, segregación y microfisuración.

Afortunadamente, la carbonatación es una condición relativamente sencilla de identificar y diagnosticar. La manera más fácil de detectar la carbonatación en una estructura es romper un pedazo de concreto, preferentemente cerca de un borde, en donde se sospecha que hay carbonatación. Después de soplar todo el polvo residual del especimen o del substrato, se pulveriza una solución de 1% á 2% de fenolftaleina en alcohol sobre el concreto.

Se aprecia que las áreas carbonatadas del concreto no cambiarán de color (ph menor de 8), las áreas con un pH menor de 9.8 podrían adquirir un color rosado, mientras que las áreas con un pH mayor de 9.8 adquirirán un color rojo a purpura.

Este cambio muy apreciable de color muestra cuán profundamente ha progresado el "frente de carbonatación" dentro del concreto. Existen otros métodos y otros indicadores para detectar la carbonatación, pero éste es, con mucho, el método más fácil y común de detección, a pesar que la humedad en la superficie puede causar la dilución del efecto de la coloración.

El investigador Kashino encontró que la corrosión podía empezar cuando el frente de carbonatación indicado por las pruebas de fenolftaleina se encontraba de 6 á 8 mm del acero. Esto haría presumir que a pesar que este indicador registra el pH cerca a 9, la corrosión del acero podría empezar a un pH mayor que aquel que indica carbonatación. La presencia de cloruros también podría agravar el problema de corrosión.

La profundidad o magnitud de carbonatación también puede ser determinada por métodos petrográficos, como el indicado en la Norma ASTM C 856, mediante la observación del carbonato de calcio, el principal producto químico de la carbonatación.

Es muy importante identificar la presencia de carbonatación cuando también hay cloruros en el concreto. En el concreto nuevo, que tiene un pH de 12 á 13, se requieren aproximadamente de 7000 a 8000 ppm de cloruros para comenzar la corrosión del acero embebido. Sin embargo, si el pH baja a un rango de 10 á 11, la cantidad de cloruros para la corrosión es significativamente menor, del orden de 100 ppm o menos. Por esta razón, una investigación de la condición para la mayoría de las estructuras de concreto en proceso de corrosión debe siempre incluir un análisis de la profundidad de carbonatación.

Estas pruebas deberían ser rutinarias como parte de una investigación de la condición en los edificios y en estructuras de concreto. Además de las pruebas de carbonatación estas investigaciones de la condición incluyen con frecuencia pruebas de resistencia del concreto, valoraciones de la profundidad del recubrimiento, contenido de cloruros y permeabilidad del concreto.

2.3.- FORMAS DE CARBONATACION

La reacción del cemento portland hidratado con el bióxido de carbono presente en el aire es en general un proceso lento, el cual es altamente dependiente de la humedad relativa, temperatura, permeabilidad del concreto, y concentración del C02.

Las más altas magnitudes de carbonatación ocurren cuando la humedad relativa es mantenida entre 50% y 75%. Bajo el 25% de humedad relativa, el grado de carbonatación que tiene lugar es considerado insignificante. Por encima del 75% de humedad relativa, la humedad de los poros restringe la penetración del C02.

Los concretos relativamente permeables experimentan una carbonatación más rápida y extensa que los concretos densos, bien consolidados y curados. Las relaciones agua-cementante bajas y buena consolidación también sirven para reducir la permeabilidad y restringir la carbonatación de la superficie. El concreto de las zonas industriales con alta concentración de C02 en el aire es más suceptible al ataque.

El bióxido de carbono que es absorvido por las lluvias penetra en el suelo como ácido carbónico. Bióxido de carbono adicional conjuntamente con ácido húmico puede ser disuelto por la vegetación descompuesta, dando como resultado un alto nivel de C02 libre. Aunque tales aguas son usualmente ácidas, la agresividad no puede ser determinada únicamente por el pH.

La reacción con los carbonatos presentes en el suelo produce un equilibrio con el bicarbonato de calcio, lo cual puede dar por resultado una solución con un pH neutro pero con un contenido importante de C02 agresivo.

La magnitud del ataque, similar a la del C02 en la atmósfera, depende de la calidad del concreto y de la concentración del bióxido de carbono agresivo. Así, en el actual estado del conocimiento, no hay un consenso el cual permita limitar valores debido a la amplia variedad de condiciones en las construcciones bajo suelo.

Sin embargo, algunos estudios han permitido concluir que las aguas que contienen más de 20 ppm de C02 agresivo pueden dar por resultado una rápida carbonatación de la pasta de cemento hidratada. Por otra parte, las aguas que se mueven libremente y contienen 10 ppm ó menos de C02 agresivo, pueden igualmente dar una carbonatación importante.

2.4.- FACTORES QUE ACTUAN SOBRE LA CARBONATACION

El proceso de carbonatación es completamente natural. Sin embargo, también se ve afectado por variables naturales que se encuentran en el concreto. El aumento de carbonatación depende, en gran medida, del contenido de humedad y permeabilidad del concreto.

Como es conocido, para que tenga lugar la carbonatación, debe haber presencia de humedad. La reacción de carbonatación avanza más rápidamente cuando la humedad relativa en el concreto se encuentra entre 50 y 55%. A humedad más baja, no hay suficiente agua en los poros del concreto para que se disuelvan cantidades significativas de hidróxido de calcio. Por encima del 75% de humedad, la situación se revierte y los poros se bloquen progresivamente con agua.

Aunque esto permite que se disuelva libremente el hidróxido de calcio, evita en gran medida el ingreso de dióxido de carbono. Así se explica porque diferentes lados de la fachada de un edificio de concreto, por ejemplo, puedan variar grandemente en las profundidades de sus frentes de carbonatación.

Una fachada expuesta al mar puede tener poca carbonatación debido a su contenido constantemente alto de humedad, mientras que la carbonatación puede haber avanzado a niveles más profundos en los otros lados del edificio.

El concreto permeable se carbonatará rápidamente. Muchos años de protección contra la carbonatación podrían sumarse al concreto reforzado si los ingenieros simplemente siguieran las prácticas estándar para producir concreto de baja permeabilidad. Estas incluyen relaciones agua/cementante bajas, compactación adecuada por vibración, uso de puzolanas tales como cenizas o microsílices, y curado apropiado. Todas estas prácticas reducen la permeabilidad del concreto y hacen más difícil que el dióxido de carbono se difunda a través de él.

El RCPT o Ensayo Rápido de Penetración de los Cloruros, es un procedimiento de ensayo convencional para evaluar la permeabilidad del concreto. La carga total que pasa disminuye con un incremeto en el espesor de la carbonatación. La que pasa de un concreto normal no

carbonatado es mayor de 10,000 couloms, pero ella ha de disminuir significativamente después de la carbonatación. Sin embargo, la carga total que pasa de concretos preparados con cemento con escorias no carbonatadas disminuye ligeramente debido a la presencia del carbonato.

Ibckwaba ha demostrado que el frente de carbonatación reduce la difusión del ion cloruro. Algunos investigadores han encontrado que la carbonatación reduce el cloruro en el aglomerante. Ello indica que la carbonatación mejora la impermeabilidad del concreto debido a la disminución de la porosidad superficial después de la carbonatación, e igualmente disminuye la capacidad de penetración de los cloruros.

2.5.- EFECTO SOBRE EL CONCRETO.

Chi, Huang y Yang han estudiado y efectuado ensayos de resistencia en compresión, resistencia al deslizamiento, resistividad eléctrica, velocidad de penetración del cloruro, empleando los métodos del potencial de circuitos abiertos y de corrientes alternas, a fin de determinar el efecto de la carbonatación sobre las propiedades mecánicas y la durabilidad del concreto.

La cantidad de CO2 que normalmente se encuentra en el aire es del orden de 0.03% á 0.04%. Por otra parte, el contenido de CO2 puede ser de 0.08% cerca de una vía de gran trafico. La concentración puede llegar a ser tan alta como 0.12% en ambientes poco o mal ventilados, o incluso puede llegar a 4% cerca de chimeneas de fábricas cuando la circulación de aire no es favorable. Por lo tanto, siempre es recomendable comprobar la pureza del aire con un medidor de C02.

La carbonatación del concreto fresco se considera un problema solamente dentro de las primeras 24 horas después del vaciado. A una temperatura de 10 C o más, el concreto puede ser expuesto sin peligro a la acción del CO_2 después de 24 horas.

La carbonatación tiene diferentes efectos sobre el concreto fresco y sobre el concreto endurecido. Aunque el dióxido de carbono tiene un efecto dañino sobre el concreto durante las primeras 24 horas, tiene efectos positivos sobre el concreto endurecido hidratado después de las mismas. La reacción

química del CO_2 con el cemento hidratado es más compleja que con el cemento sin hidratar. A una temperatura de 10C ó más, el concreto puede ser expuesto sin peligro a la acción del CO2 después de 24 horas.

La carbonatación del concreto fresco puede ocurrir hasta una altura de 1/8" a ¼", pero la carbonatación del concreto hidratado en un período de años en atmósfera natural puede alcanzar una profundidad de 1" a más. El progreso de la carbonatación es afectado por la permeabilidad del concreto y la humedad relativa.

La carbonatación del concreto endurecido por el aire tiene las desventajas de causar agrietamiento superficial y neutralizar la protección de las barras de refuerzo contra la corrosión. La velocidad de carbonatación del concreto endurecido disminuye en bajas temperatura y cesa completamente a -8°C. La magnitud y velocidad de la carbonatación puede ser máxima a una humedad relativa de 60 a 90%.

Es importante recordar que un mal diseño o un mal proceso constructivo pueden producir la carbonatación, facilitando el ingreso de la humedad y la corrosión del acero de refuerzo con posterior destrucción del concreto.

Hace más de 25 años que tomó plena vigencia el concepto de carbonatación del concreto y su importancia en la medida que se observó que una de las causas de la corrosión del acero de refuerzo era la disminución del pH debida al proceso de carbonatación de concreto. Desde ese momento se comenzaron a tomar medidas en los países industrializados para la protección del acero de refuerzo.

Algunas de las acciones bastante comunes en dichos países, son las siguientes:

a) Control más exigente de la calidad del concreto.
b) Aumento del espesor del recubrimiento.
c) Impermeabilización del concreto, en algunos casos empleando aditivos incorporadores de aire
d) Control de la relación agua-cemento, en algunos casos

empleando aditivos reductores.

e) Curado más cuidadoso y prolongado del concreto.

f) Recubrimiento con bajo coeficiente de difusion de CO_2.

Afortunada o desafortunadamente, según se mire, el proceso de carbonatación de las estructuras es muy lento. La corrosión se manifiesta con manchas y fisuramiento, fenómeno que se está presentando en el interior de la estructura mucho antes de que la corrosión se haya generalizado y produzca una cuantiosa perdida de diámetro del refuerzo con la consecuente reducción en la capacidad portante de los elementos estructurales.

Se puede decir que, desafortunadamente, la carbonatación es un proceso lento, ya que si fuera un proceso mas rápido las especificaciones de algunas obras se harían con más precaución, concediendo a la durabilidad de las estructuras y su protección frente a los agresores del medio ambiente por lo menos igual importancia que la que se confiere a los aspectos mecánicos del concreto en las especificaciones.

Hay mucha ignorancia respecto al fenómeno de la corrosión del acero de refuerzo debida al proceso de carbonatación del concreto, por lo que los especialistas están buscando identificar claramente el tipo de proceso electroquímico que les permita esclarecer el porque se corroen las armaduras.

Afortunadamente para los propietarios, especificadores y contratistas, la carbonatación es una condición relativamente sencilla de identificar y diagnosticar, como ya se ha visto.

Los laboratorios deberían realizar estas pruebas rutinariamente como parte de una investigación de la condición en edificios y estructuras de concreto. Además de las pruebas de carbonatación, estas investigaciones de la condición deberían incluir pruebas de resistencia del concreto, valoraciones de la profundidad de recubrimiento, contenido de cloruros, y permeabilidad del concreto.

Es muy importante identificar la presencia de la carbonatación cuando también hay cloruros en el concreto. En el concreto nuevo que tiene un pH de 12 a 13, se requieren aproximadamente de 7000 a 8000 ppm de cloruros para

comenzar la corrosión del acero embebido. Sin embargo, si el pH baja a un rango de 10 a 11, el umbral de cloruro para la corrosión es significativamente menor, del orden de 100 ppm o menos. Por esta razón, una investigación de la condición para la mayoría de las estructuras de concreto en proceso de corrosión debe siempre incluir un análisis de la profundidad de carbonatación.

El frente de carbonatación ha sido medido a edades de 7, 14, 21, y 28 días. Se ha encontrado que el frente de carbonatación se incrementa con un incremento en el tiempo de carbonatación y una mayor concentración de CO_2 en todas las mezclas estudiadas. La magnitud de la carbonatación se incrementa con un incremento en la concentración de CO_2, especialmente para especímenes de concreto con una relación agua-cementante alta, el transporte de CO_2 tiene lugar a través del sistema de poros de la pasta de cemento endurecido.

La adición de escoria de altos hornos finamente molida da por resultado un menor frente de carbonatación debido a la reacción puzolánica y su efecto de llenado de los poros capilares, por lo que al minimizar el tamaño y volumen de los poros se reduce el frente de carbonatación.

Sin embargo, la relación agua-cementante es todavía un factor importante que afecta el espesor de la capa carbonatada, el cual se incrementa en proporción a la raiz cuadrada del tiempo de exposición. Dicha proporcionalidad puede expresarse si se conoce el valor de la constante K o constante de carbonatación, la cual depende de:

- **a.- La concentración de CO_2 en el aire.**
- **b.- La permeabilidad del concreto del recubrimiento.**
- **c.- La humedad relativa del concreto de recubrimiento (que depende de la humedad relativa ambiente y, en parte, de la calidad del material.**
- **d.- El contenido de CaO en la pasta de cemento hidratada del recubrimiento (que depende del contenido de cemento en el concreto, de su grado de hidratación y del tipo de cemento).**

Mejorando la calidad del concreto se puede reducir el valor de la constante y retrasar el avance del frente de carbonatación, lo que equivale a

aumentar el período de incubación y, por tanto, la vida útil de la estructura.

Si se analiza una sección esquemática de un elemento de concreto armado se ve que, en lo que respecta a la protección de las armaduras poco importa la calidad del concreto interno. Es justamente el concreto de recubrimiento el que debe servir de "barrera" adecuada al ingreso de agentes agresivos. El concreto de recubrimiento presenta, por lo general, una calidad muy inferior al concreto interno, ya sea como consecuencia del secado prematuro, insuficiente compactación, excesiva exudación, segregación, y microfisuración.

Por los motivos mencionados, las determinaciones tradicionales de resistencias de probetas y testigos tomados de la estructura no representan la calidad del concreto de recubrimiento y, por lo tanto, son malos indicadores de la futura durabilidad de la estructura. En la actualidad se estudian medios más eficaces para evaluar la calidad del concreto de recubrimiento, que sean aplicables tanto en condiciones de laboratorio como de obra. Estos métodos permiten establecer pautas claras para determinar condiciones de aceptación en estructuras construídas y son útiles para diseñar concretos capaces de brindar una vida útil determinada.

2.6.- EFECTOS DE LA CARBONATACION

El concreto no armado goza de las ventajas de la carbonatación. En cambio, en el concreto armado, el fenómeno de carbonatación puede ser el origen de serios daños estructurales. En efecto, debido a su elevada alcalinidad, que le confiere el cemento con un pH mayor de 12, el concreto protege al acero de la corrosión. Como ya se ha indicado, la carbonatación reduce la alcalinidad a un pH menor de 9, y ni bien el "frente de carbonatación" alcanza la zona de la armadura, esta última comienza a oxidarse.

Dado que la formación de óxido se acompaña siempre con un aumento de volumen, esto da origen generalmente a la disgregación del concreto que cubre al acero de refuerzo. En este momento, el acero de la armadura ya no está protegido, y el concreto armado comienza a perder su capacidad portante.

La carbonatación puede tener tanto efectos positivos como negativos

sobre la durabilidad del concreto. El investigador Glass ha señalado que la presencia de pequeñas cantidades de cloruros en un concreto carbonatado tiende a limitar la magnitud y velocidad de la corrosión como un resultado positivo de la carbonatación del concreto.

De los estudios de Chi, Huang y Yang, a los 7, 14 y 28 días, para especímenes de concreto con diferentes relaciones agua-cementante, se ha determinado que la resistencia en compresión de los concretos carbonatados se incrementa ligeramente en comparación con la de los concretos no carbonatados. Ello es debido a que el carbonato de calcio ($CaCO_3$) ocupa un mayor volumen que el hidróxido de calcio $Ca(OH)_2$, por lo que al reaccionar el anhidrido carbónico (CO_2) con éste y dar origen al primero, se forman, por reacción con los aluminatos, los carboaluminatos, reduciendo la porosidad de la superficie de los concretos carbonatados e incrementando su resistencia.

En el estudio de la interrelación entre el espesor de la carbonatación y la resistencia en compresión para diversos concretos con una concentración del 100% de CO_2 a la edad de 28 días se ha podido apreciar que el espesor de carbonatación disminuye con un incremento en la resistencia en compresión. Esta aproximación parece ser muy lógica debido a que tanto la carbonatación como la resistencia en compresión son controladas en forma importante por la estructura de poros del concreto.

Fattuhi y Wiering han indicado que el espesor de la carbonatación disminuye al incrementarse la resistencia en compresión para todos los tipos de concreto, pero que esta relación depende del tipo de cemento y del curado. Los resultados de los ensayos tienen una tendencia similar a la mencionada cuando se los compara con investigaciones anteriores.

La resistencia a la ruptura de los concretos carbonatados se incrementa ligeramente cuando se la compara con concretos no carbonatados; así como que altas relaciones agua-cementante dan por resultado una menor resistencia a la ruptura.

La resistencia al deslizamiento de los concretos carbonatados, para diferentes relaciones agua-cementante a edades de 7, 14 y 28 días, se incrementa ligeramente cuando se la compara con concretos no

carbonatados, así como que altas relaciones agua-cementante dan por resultado una menor resistencia al deslizamiento. La tendencia en el desarrollo de la resistencia al deslizamiento es similar a la de la resistencia en compresión. Sin embargo, el incremento de la resistencia al deslizamiento para todas las mezclas es muy pequeño.

En general, la magnitud de la corrosión está muy relacionada a las corrientes corrosivas y a la resistividad eléctrica alrededor de las barras de acero. La magnitud de la corrosión del acero puede ser determinada indirectamente midiendo la resistividad eléctrica del concreto. La resistividad se incrementa con un aumento en el tiempo de carbonatación. La conductividad en el concreto es debida a la presencia de agua en los poros capilares, los cuales contienen sales disueltas y actúan como un electrolito.

Los investigadores Ccukclaire y Van Nicuwenburg indican que hay un incremento en el volumen de sólidos de alrededor del 11% en la conversión del Ca(OH)2 á CaCO3, el cual involucra una expansión del volumen de sólidos en la pasta y por lo tanto una reducción de porosidad. Ellos tratan de explicar el incremento en la resistividad del concreto carbonatado por la disminución de porosidad y capacidad de absorción.

Las observaciones indican que conforme se incrementa el contenido de cemento disminuye la resistividad, y lo mismo ocurre cuando se aumenta el contenido de adiciones puzolánicas dado que la reacción puzolánica parece más conveniente que el cemento para incrementar la cohesividad de la pasta en edades tempranas, incrementando de esta manera la resistividad del concreto.

La reacción de corrosión del acero de refuerzo en concretos asociados con corrosión potencial ha sido definida en la Norma ASTM C 876. El método estándar da el criterio que el potencial de corrosión es más positivo que -120mV, cuando se lo compara con un electrodo de calomelano de referencia (-200 mV), con lo que la probabilidad de corrosión es menor del 10%, y si el potencial es más negativo que -270 mV contra el electrodo de referencia (-350 mV) existe la probabilidad de un 90% de corrosión activa. Para potenciales de corrosión entre -120mV y -270 mV, la reacción de corrosión es considerada incierta.

Conforme el tiempo se incrementa, todos los concretos no carbonatados tienen más del 90% de probabilidades de corroer en potenciales medidos a 136, 96, 144, y 168 horas respectivamente. Adicionalmente, todos los concretos carbonatados tienen 90% de probabilidades de corroer después de la carbonatación. La reducción del valor del pH del agua de los poros permite al ion cloruro difundirse fácilmente con lo que la corrosión puede seguir.

Ello significa que la carbonatación acelera la corrosión del refuerzo inducida por los cloruros. La presencia de pequeñas cantidades de cloruro en concretos carbonatados facilita la magnitud de la corrosión inducida por la baja alcalinidad del concreto carbonatado

Se ha estudiado la interrelación entre la magnitud de la corrosión y el tiempo de exposición. Se ha podido apreciar que la corrosión de los concretos carbonatados es más alta que la de los concretos sin carbonatar. Ello indica que la carbonatación incrementa la magnitud de la corrosión de refuerzo por la baja alcalinidad del concreto carbonatado. No se han encontrado diferencias significativas en potenciales de circuito abierto para concretos con diferentes tipos de cemento. Sin embargo, los resultados de los ensayos de impedancia muestran magnitudes de corrosión diferentes para todas las mezclas.

Dentro de los alcances de este estudio, las siguientes conclusiones pueden ser estimadas.

1.- **El espesor de carbonatación se incrementa con un aumento en el tiempo de exposición, y cuanto mayor es la concentración de CO2, mayor es el espesor de carbonatación en todas las mezclas.**
2.- **La resistencia en compresión y la resistencia al deslizamiento de todos los concretos carbonatados, a la edad de 28 días, son ligeramente mayores que las de los concretos sin carbonatación.**
3.- **La resistividad eléctrica del concreto se incrementa con un aumento en el tiempo de exposición y la magnitud de la carga que pasa decrece significativamente con un incremento en el**

frente de carbonatación. Sin embargo, los resultados de corrosión electroquímica indican que la carbonatación del concreto aumenta la magnitud de la corrosión del refuerzo.

2.7.- MEDIDAS PREVENTIVAS

Se recomienda no olvidar que la carbonatación se inicia después del fraguado, ni bien el concreto es desencofrado; así como que el objetivo final debe ser el impedir que el frente de carbonatación alcance a la armadura. Para ello se tendrán en consideración las siguientes medidas:

a) Recubrir las armaduras en forma adecuada con un mínimo de 30 mm de mortero.

b) Prestar una atención particular a las armaduras situadas debajo de las acanaladuras y las juntas de concreto.

c) Respetar la dosificación mínima del cemento y trabajar con relaciones agua-cemento moderadas, o sea sin un exceso de agua.

d) Efectuar el curado de modo que la superficie del concreto este bien hidratada desde el inicio, a fin de reducir al mínimo la velocidad de carbonatación.

Se debe recordar que la velocidad y profundidad de carbonatación son además influenciadas por una variedad de factores como el contenido de cemento, las variaciones de temperatura, y la frecuencia con que se alternan los estados secos y los estados o períodos húmedos de la superficie del concreto.

Igualmente, no se debe olvidar que la carbonatación se inicia después del fraguado, ni bien el concreto es desencofrado. Tampoco debería olvidarse que el objetivo final es el de impedir que el frente de carbonatación alcance a la armadura, para lo cual se recomienda seguir lo indicado en el acápite anterior.

2.8.- CARBONATACION EN PISOS Y PAVIMENTOS

La carbonatación del concreto fresco causa la destrucción de la

superficie. El calor de la combustión de madera, aceites o carbón es la causa principal del ablandamiento de la superficie de los pisos de concreto. Los calentadores, empleados durante el invierno para proteger el concreto fresco de la congelación, emiten gases que contienen, entre otros, bióxido de carbono, el cual es dañino para el concreto fresco. Si el aire es tranquilo, el CO_2 se concentrará cerca de la superficie en lugar de distribuirse en el ambiente, produciendo más daño.

Cuando el CO_2 entra al área de trabajo, reacciona con la humedad del concreto fresco de la superficie, formando ácido carbónico. Este ácido se combina con el hidrato de cal (hidróxido de calcio o $Ca(OH)_2$), formado durante la hidratación del cemento, formando carbonato de calcio débil ($CaCO_3$) en vez de silicato de calcio hidratado que normalmente se forma como producto de la hidratación. El silicato de calcio es el responsable del fraguado, endurecimiento y desarrollo de la resistencia de la pasta de cemento; cuando es reemplazado por carbonato de calcio débil, el concreto pierde resistencia al desgaste.

La capa blanda causada por la carbonatación generalmente se desarrolla en un espesor milimétrico de la superficie del piso; el concreto inmediatamente debajo de ésta no es afectado significativamente. La altura aproximada de carbonatación puede determinarse por la aplicación de fenotaldeido a una parte rota de la superficie; la capa afectada no muestra cambios en respuesta al químico, lo que cambia es la zona no afectada que contiene hidróxido de calcio libre que sí reacciona, formando una capa color óxido que va del color rojo al púrpura. Este ensayo mostrará la altura de carbonatación siempre que el contenido de humedad del especimen sea menor a 15%.

Para prevenir la formación del ácido carbónico se presentan dos alternativas:

1. **Inmediatamente después de terminada la colocación en obra, sellar el concreto fresco con una membrana de curado líquida.**
2. **Emplear ventiladores u otras fuentes de calor que eliminen el anhidrido carbónico.**

Se aplica un compuesto de curado inmediatamente después que la superficie de concreto ha sido acabada, obteniendo como resultado una superficie con buen acabado y resistente, aunque los especimenes de laboratorio tratados con dicho compuesto y expuestos a una concentración de 4.5% de CO_2 por 24 horas muestran una altura afectada de 0.6 mm.

Si se quiere tener un acabado final por esmerilado, la membrana líquida será aplicada tan pronto como el concreto es frotachado, a fin de reducir el tiempo de exposición a CO_2. La práctica de pulir los pisos para obtener una superficie suavizada es una manera de reducir el tiempo de acabado y remover las imperfecciones superficiales.

La aplicación temprana del compuesto de curado y la remoción durante el acabado del carbonato blando no desarrollado minimizan la exposición al CO_2.

En el segundo caso, el empleo de ventiladores o calentadores de aplicación indirecta elimina los problemas de carbonatación. Además de los equipos de combustión directa se pueden emplear otras fuentes de calor como calentadores eléctricos y a vapor.

Si una superficie ha sido dañada por el CO_2, es posible repararla por un pulido o por la aplicación de un endurecedor de superficie. El pulido debe ser hecho a la profundidad suficiente como para remover todo el concreto blando y en polvo, hasta llegar al material duro de la parte inferior.

La superficie blanda puede ser tratada con un endurecedor de pisos dentro de la primera semana después que el piso ha sido terminado. Cuanto más se demora este tratamiento, habrá menor posibilidad de contener una carbonatación lenta y continua. Algunos de los endurecedores químicos comúnmente empleados contienen silicato de sodio o magnesio o fluosilicato de zinc. El endurecimiento químico depende de la capacidad de generación de $Ca(OH)_2$ por el cemento; por ello generalmente debe haber algo de $Ca(OH)_2$ remanente después de la carbonatación para que reaccione con el endurecedor.

El empleo de ventiladores o de calentadores de aplicación indirecta

elimina los problemas de carbonatación. Además de los equipos de combustión directa se pueden emplear otras fuentes de calor como calentadores eléctricos y vapor.

2.9.- RECUBRIMIENTO DEL CONCRETO

La carbonatación puede causar problemas de corrosión aún en concretos de alta calidad. Un recubrimiento bajo del concreto y defectos de superficie tales como grietas y pequeños hoyos proporcionan una ruta directa al acero de refuerzo. Las grietas pueden llevar la carbonatación muy por debajo de la superficie expuesta del concreto, originando que el acero en el área de esta grieta empiece a corroerse debido a la pérdida de pasivación.

Del mismo modo, lo pequeños hoyos pueden, a veces, dar como resultado la pérdida de 12 mm ó más del recubrimiento protector del concreto. Si ha de emplearse un recubrimiento protector anticarbonatación, los pequeños hoyos y otros defectos de la superficie deberán rellenarse primero con un "mortero nivelante" para evitar roturas en el mortero protector.

Los bordes del recubrimiento de concreto son notables por su suceptibilidad a la corrosión inducida por la carbonatación. Se ha observado que los bordes o las esquinas tienen dióxido de carbono que se difunde hacia el acero de refuerzo en dos direcciones. Si el acero en estas áreas no tuviera algún recubrimiento del concreto adecuado, la carbonatación conduciría a la corrosión y podría causar astillamiento en los bordes en muy pocos años.

Durante la construcción original, las esquinas son también áreas donde con frecuencia el concreto no está bien compactado. Los huecos y los agregados expuestos de la superficie reducen el recubrimiento del concreto, permitiendo que la carbonatación alcance rápidamente el acero.

2.10.- ESTRATEGIAS DE REPARACION Y PROTECCION.-

La investigación de la condición de la estructura, debe siempre constituir la base para un adecuado enfoque de reparación y protección. Por ello antes que pueda proponerse un remedio apropiado, debe completarse un diagnóstico minucioso. Para estructuras a las que se les ha diagnosticado

corrosión, agrietamiento y astillamiento inducidos por la carbonatación, existen pocas opciones de reparación.

Se puede elegir la protección catódica, desarrollada en el Capítulo sobre "Corrosión" si el daño por corrosión es severo. Sin embargo, esta es una opción costosa y requiere la continuidad eléctrica del refuerzo, así como también requiere costos sustanciales para el mantenimiento progresivo.

La realcalinización es una técnica bastante nueva que intenta restaurar la alta alcalinidad del recubrimiento de concreto extrayendo electroquímicamente un químico con alto contenido de pH en la estructura. Se trata también de una opción costosa con un historial muy limitado.

Con frecuencia, la opción más factible es reparar y proteger el concreto. Esta es una técnica de reparación directa que atiende la necesidad inmediata del propietario. Sin embargo, la reparación del daño visible sólo es el primer tramo para una reparación duradera del concreto dañado por la carbonatación. Las áreas resanadas cubren usualmente sólo alrededor del 15% de toda el área de la superficie, pero el área total de ésta ha sido carbonatada.

Si sólo se resana el daño visible, sin preocuparse por las causas adyacentes, no pasará mucho tiempo antes que ocurra mayor astillamiento. Con frecuencia, un propietario paga mucho dinero por la reparación para verse finalmente ante más astillamiento en nuevas áreas en el término de dos años. Esto se debe a que el problema de carbonatación nunca fue resuelto de manera efectiva.

Para detener efectivamente el avance del "frente de carbonatación", con frecuencia se emplean recubrimientos anticarbonatación. Al contrario de las pinturas de mampostería o los recubrimientos elastoméricos comunes, los recubrimientos anticarbonatación están específicamente diseñados para detener el ingreso del dióxido de carbono.

Existen en Europa métodos de prueba estandarizados para evaluar la resistencia al dióxido de carbono de un recubrimiento, por medición del coeficiente de difusión del CO_2 de un material. Estas pruebas han demostrado

que los recubrimientos anticarbonatación de alta calidad pueden agregar protección a la varilla de refuerzo en una cantidad igual a muchos centímetros del recubrimiento del concreto. Estos recubrimientos deben ser respirables para que puedan obtenerse en variedades rígidas o capaces de puentear grietas.

Las pinturas de protección acrílicas que se emplean como revestimientos anticarbonatación son formuladas a base de copolimeros acrílicos-vinílicos, de alta resistencia a la intemperie, especialmente indicados para el pintado de fachadas, muros de contención, parapetos, o cualquier superficie que requiera una buena protección contra el deterioro provocado por el medio ambiente agresivo. Para su aplicación la superficie debe ser resistente, absorvente y estar limpia de partículas sueltas y elementos contaminantes. Se aplica a brocha, rodillo o pistola en dos manos.

Es importante tener en cuenta que no todos los recubrimientos resisten el dióxido de carbono. Muchos recubrimientos elastoméricos impermeables al agua no forman una barrera efectiva para el CO_2. El uso de tales recubrimientos puede acelerar la carbonatación, secando el concreto a tal grado que permita el ingreso mucho más rápido del CO_2.

De manera similar, los selladores penetrantes con frecuencia se usan erróneamente para proteger el concreto de la carbonatación. Los materiales a base de silicón, tales como los silanos y los siloxanos, son repelentes del agua, pero no evitan que ingrese el CO_2 a los poros del concreto. Al secar el concreto, también se puede incrementar la rapidez de carbonatación.

En los casos que el frente de carbonatación haya alcanzado la profundidad del acero de refuerzo, el recubrimiento anticarbonatación, aunque detiene el progreso ulterior de la carbonatación, no podrá detener la corrosión existente que ya ha tenido lugar. Las investigaciones han demostrado que existe todavía suficiente humedad en el concreto para continuar la corrosión de la varilla de refuerzo.

La tecnología actualmente en desarrollo de los inhibidores de corrosión puede ayudar a resolver la corrosión existente. En estas situaciones, los inhibidores de corrosión aplicados a la superficie, y que se pueden difundir a

través del concreto que sirve de recubrimiento, pueden aplicarse en spray o con rodillos en la superficie antes de aplicar un recubrimiento anticarbonatación. El inhibidor tratará la corrosión existente en la varilla y el recubrimiento anticarbonatación agregará una protección efectiva.

Los inhibidores de corrosión pueden probar su efectividad cuando se emplean en condiciones similares, con selladores y membranas, donde los cloruros han alcanzado ya el nivel del refuerzo.

Es necesario que se reconozca la carbonatación como una causa seria de la corrosión del acero de refuerzo. A diferencia de los cloruros, el papel de la carbonatación en la corrosión de la varilla de refuerzo se ha descuidado con mucha frecuencia. Para evitar esto, las pruebas de la profundidad del espesor de carbonatación deben siempre incluirse en la evaluación del concreto dañado por corrosión.

Los aspectos referidos a los inhibidores de corrosión, su forma de aplicación, sus efectos y sus consecuencias ulteriores, se encuentran tratados en detalle en el Capítulo correspondiente a "Corrosión".

En general, las cenizas Clase F y la microsílice tienen bajas relaciones óxido de calcio-sílice, mientras que las cenizas Clase C y las escorias tienen relaciones óxido de calcio-sílice de casi uno. Además, una porción de las puzolanas no es vitrea y parte de la sílice y óxido de calcio no está disponible para la reacción.

La adición de un material puzolánico al cemento reduce el contenido total de hidróxido de calcio durante la hidratación; siendo cierto aún para escorias y cenizas Clase C con un alto contenido de calcio.

Los resultados de los ensayos de volumen y velocidad carbonatación son contradictorios. Algunos estudios del efecto de las microsílices sobre la carbonatación y transporte de oxígeno, cuando se hace un adición del 20% de microsílice, indican que se presenta una ligera reducción de ambos procesos en concretos saturados de agua aunque, normalmente, la velocidad de la carbonatación puede relacionarse a la relación agua-cementante del concreto.

Las conclusiones disponibles son que para una resistencia dada del concreto por debajo de 40 Mp, la carbonatación es más alta en los concretos con microsílice que en los concretos normales, siendo este resultado debido al incremento en la relación agua-cemento. En los concretos con valores encima de 40 Mp, a los cuales corresponde una baja relación agua-cemento, sólo se observa pequeños cambios en la magnitud de la carbonatación.

Los concretos con microsílice se emplean para usos especiales y tienen una baja relación agua-cementante. En estos casos, los cambios en la carbonatación debidos a la presencia de microsílices no son usualmente apreciados ni peligrosos. Un adecuado curado del concreto es esencial para lograr un óptimo comportamiento de los concretos a los cuales se ha adicionado microsílice.

3.- ANHIDRIDO SULFURICO

El anhídrido sulfúrico o dióxido de sulfuro (SO_2) es un gas el cual pertenece a la familia de los gases llamados óxidos de sulfuro. El reacciona sobre la superficie de una amplia variedad de materiales sólidos suspendidos en el aire, es soluble en agua y puede ser oxidado en combinación con el agua.

Las fuentes naturales de anhidrido sulfúrico incluyen los gases de las erupciones volcánicas, incendios forestales y desechos biológicos. La más importante fuente producto de los humanos es la combustión del carbón, diesel, combustible y gasolina con azufre, así como los restos fósiles utilizados como combustible; los procesos industriales; el proceso de la fabricación de ácido sulfúrico; la conversión de pulpa a papel; la incineración de desechos; y la producción de azufre.

Los mayores problemas para la salud asociados con la exposición a altas concentraciones de anhidrido sulfúrico incluyen los efectos sobre la vista y las vías respiratorias, la alteración de las defensas pulmonares, y el agravamiento del asma, la bronquitis crónica, el enfisema y los problemas cardiacos.

Adicionalmente este gas corroe los metales; deteriora los contactos eléctricos; el papel; los textiles; las pinturas; los materiales de construcción; y

los monumentos históricos.

En la vegetación provoca lesiones en las hojas y reducción en la fotosíntesis.

En la atmósfera, el anhidrido sulfúrico, gas incoloro con olor picante, al oxidarse se combina con el vapor de agua produciendo ácido sulfúrico, principal componente de la lluvia ácida. Esta polución ácida puede ser transportada por el viento a muchos cientos de kilómetros, y depositada como lluvia ácida.

Esta llúvia ácida ataca al concreto, fundamentalmente al carbonato de calcio, produciendo sales fácilmente lavables y contribuyendo a la destrucción del elemento estructural.

CAPITULO 11

ATAQUES POR REACCION CEMENTO-AGREGADOS

1.- RESUMEN

La mayoría de los agregados son químicamente estables en los concretos de cemento hidráulico, y no presentan una interacción dañina con otros componentes del concreto. Sin embargo, este no es el caso de los agregados que contienen ciertos minerales que reaccionan con los álcalis solubles en el concreto. La reactividad álcali-agregado (AAR) es una de las causas de deterioro en estructuras de concreto. Uno de los objetivos de este Capítulo es el de analizar todos los dispositivos que se encuentran disponibles para mitigar el deterioro causado por estos agregados reactivos, teniendo como primer paso identificar este tipo de reacción y distinguirla de otras, particularmente en sus primeras etapas.

La información que está actualmente disponible sobre la reactividad álcali-agregado (AAR), incluyendo la reactividad álcali-sílice (ASR) y la reactividad álcali-carbonato (ACR), está resumida en las secciones 4 y 5 de este Capítulo. Igualmente se incluyen secciones sobre la reacción pura cemento-agregados, en la sección 6, así como el ataque por agregados contaminados, en la sección 7. Las secciones 4 y 5 incluyen una visión de la naturaleza de las reacciones ASR y ACR, procedimientos para evitar los efectos dañinos de cada reacción, métodos de ensayo para la expansión potencial de los agregados y medidas para prevenir reacciones dañinas; la sección 7 incluye la acciones sobre el concreto de los agregados contaminados y, en la sección 8, recomendaciones preliminares para la evaluación y reparación de estructuras existentes.

La reacción álcali-agregados (AAR) es la reacción entre los hidróxidos del cemento y las fases minerales en el agregado, las cuales son generalmente de origen siliceo. En este Capítulo no se hace ninguna distinción entre AAR y ASR, recordando siempre que la reacción ASR necesita diversos componentes para que tenga lugar; álcalis (suministrados por el cemento, aunque algunas

fuentes externas también pueden existir), agua (o un alto contenido de humedad), y un agregado reactivo.

La reacción álcali-sílice (ASR) es, como se indicará en el texto de este Capítulo, la reacción entre los hidróxidos alcalinos presentes en el cemento portland y determinadas rocas siliceas y minerales presentes en el agregado, tales como ópalo, horsteno, calcedonia, tridimita, cristobalita, y cuarzo astillado. Los productos de esta reacción a menudo dan por resultado una expansión significativa del concreto y su agrietamiento, así como fallas del concreto. La reacción ASR es más importante, más dañina y más difícil de controlar que la reacción ACR, a la que se hace referencia en el Acápite 5.

Aunque en el Perú, excepto los trabajos de Ladmman, no se han identificado casos de reactividad AAR, en sus formas ASR ó ACR, ello no significa que no se hayan presentado y es conveniente el conocerlos y determinar su peligrosidad potencial para el estudio detallado y acertado de grietas que pudieran presentarse en la estructura.

2.- ALCANCE

Por muchos años, hasta mediados del Siglo XX, los agregados en la mezcla fueron considerados inertes y químicamente no reactivos con la pasta del concreto. Se estimaba que su función era incrementar el volumen de la mezcla y disminuir el costo de la misma. Hoy el pensamiento es totalmente diferente. Gracias a los estudios iniciales de Gilkey en 1921, seguidos por un conjunto creciente de investigaciones, se sabe que los agregados desempeñan un papel muy importante en el comportamiento del concreto como un todo y en las diferentes propiedades del mismo.

En el campo de la tecnología del concreto hoy nadie duda que, desde el punto de vista de la durabilidad y su patología, el agregado juega un importante papel pudiendo, en determinados casos, reaccionar químicamente con los componentes del concreto.Ello obliga a que el ingeniero deba siempre considerar que algunos agregados, cuya dureza medida en la Escala de Morh, es alta y que aparentemente son fuertes y presentan alta dureza, considerandose que son apropiados para determinada obra puedan, bajo otras condiciones reaccionar químicamente, afectando su comportamiento y

produciendo concretos los cuales podrían expandir, fisurar, deteriorarse y perder resistencia en períodos que varían de uno a varios años.

Aunque esta reacción no es frecuente, en muchas partes del mundo se deben tomar precauciones para evitar expansiones excesivas en construcciones de concreto debidas a la reactividad álcali-agregado (AAR), la cual puede involucrar agregados siliceos (reactividad álcali-sílice, ASR) o agregados carbonatados (reactividad álcali-carbonato, ACR).

En general se considera que la falla en tomar precauciones podría resultar en un deterioro progresivo, el cual puede requerir una costosa reparación y rehabilitación de las estructuras de concreto para que éstas mantengan el comportamiento que les es requerido.

Determinadas rocas carbonatadas participan en reacciones con álcalis, las cuales, en algunos casos, producen expansiones perjudiciales y agrietamientos. Estas expansiones generalmente están asociadas con calizas dolomíticas arcillosas de características y textura poco usuales, y son conocidas como reacción "álcali-carbonato".

En la actualidad, gracias a las investigaciones efectuadas en diferentes laboratorios, se dispone de un extenso conocimiento, el cual incluye el mecanismo de las reacciones, los constituyentes de los agregados que podrían reaccionar negativamente, y la precauciones a tomar para evitar el deterioro del concreto.

Sin embargo, aún existen deficiencias en el conocimiento, tanto del ASR, como del ACR. Esto es especialmente cierto con respecto a la aplicabilidad de los métodos de ensayo para identificar el potencial de reacción, métodos para reparar el concreto afectado, y los medios para controlar las consecuencias de las reacciones de estructuras existentes.

Se han presentado casos de deterioro del concreto en los cuales se utilizaron agregados compuestos de determinadas gravas y arenas, considerándose este deterioro como un fenómeno químico. Los primeros estudios de esta interrelación no mostraron relación consistente entre los daños y el contenido de álcalis del cemento, por lo que se emplea el

término "reacción cemento-agregado" para identificar el fenómeno y diferenciarlo de la reacción "álcali-agregado"

Además de las reacciones antes mencionadas, se deben indicar otros tipos de reacciones químicas perjudiciales en las que intervienen los agregados. Entre ellas se incluyen la oxidación o hidratación de determinados óxidos minerales inestables, lo cual sucede después que el agregado se incorpora a la mezcla; por ejemplo, la hidratación del óxido de magnesio anhidro, óxido de calcio, u oxidación de la pirita. Igualmente, el agregado puede estar contaminado con hierro que posteriormente es oxidado. Asimismo se sabe que pueden haber reacciones como resultado de la presencia de impurezas orgánicas.

Como resultado de la gran cantidad de investigaciones efectuadas, ahora las estructuras de concreto pueden ser diseñadas y construídas con un alto grado de seguridad de la no ocurrencia de la expansión excesiva debida a la reacción álcali-agregado, con la consiguiente degradación progresiva del concreto. Es importante que el ingeniero tenga un amplio conocimiento de estas posibles reacciones para que de esa manera pueda adoptar las medidas correctivas necesarias.

Se ha desarrollado un conjunto de procedimientos de mitigación los cuales requieren no sólo el empleo de cementos de bajo contenido de álcalis, sino también el reemplazo de una parte de ellos por cenizas de Clase F o Puzolanas de clase N (en 25% á 40% en peso), o escoria de altos hornos finamente granulada (GGBFS) Grado 100 ó 120 (40% á 50% en peso), o una combinación de ambas. Las recomendaciones a ser empleadas, además de mitigar las reacciones ASR y ACR permiten:

1. **Reducir los costos del concreto.**
2. **Mejorar la durabilidad del concreto.**
3. **Incrementar el reciclado de las cenizas y las escorias.**
4. **Cumplir el protocolo de Kioto de 1997 por una reducción significativa de la producción de CO_2.**

Este Capítulo intenta proporcionar información sobre la ASR y la ACR, además de información especial sobre otros dos tipos de reacciones que se

detallan en las Secciones 6 (reacción cemento-agregados) y 7 (ataque por agregados contaminados). Los diferentes acápites proporcionan una revisión de la naturaleza de ambas, así como los procedimientos para evitar los efectos dañinos de cada reacción, métodos de ensayo para poder determinar la expansión potencial de cada uno de los cuatro casos, medidas para prevenir reacciones dañinas, y recomendaciones para la evaluación y reparación de estructuras existentes.

3.- PERSPECTIVA HISTORICA

3.1.- REACCION ALCALI-AGREGADO (AAA)

La primera reacción identificada, y la más estudiada, es la de los álcalis, óxidos de sodio y potasio, presentes en el cemento con diversos constituyentes siliceos que pueden estar en el agregado. Esta reacción, cuyos primeros trabajos sobre la cual pertenecen a Stanton en 1940, originalmente fue designada como reacción "álcali-agregado".

Adicionalmente, en Estados Unidos se han presentado casos de deterioro del concreto cuando se ha utilizado agregados compuestos de determinadas arenas y gravas, considerándose éste deterioro como un fenómeno químico. Los primeros estudios de esta interrelación no mostraron relación consistente entre los daños y el contenido de álcalis del cemento, por lo que se emplea el término "reacción cemento-agregado", para identificar el fenómeno y diferenciarlo de la reacción "álcali-agregado", también conocida como reacción "álcali-sílice"

Igualmente, se ha encontrado que determinadas rocas carbonatadas participan en reacciones con álcalis que, en algunos casos, producen expansiones perjudiciales y agrietamientos. Las reacciones que afectan al concreto generalmente están asociadas con calizas dolomíticas arcillosas de características y textura poco usuales. Esta reacción es conocida como reacción expansiva "álcali-carbonato". Ha sido estudiada extensamente en Canadá, donde fue identificada por primera vez, y en los Estados Unidos.

Además de la reacción anterior, en ciertas rocas carbonatadas puede ocurrir el fenómeno en que las zonas periféricas de las partículas

de agregado en contacto con la pasta se modifican, formando anillos dentro de la partícula y una carbonatación extensa de la pasta que las rodea. Algunos de éstos anillos, al ser tratados con ácidos diluídos, aparecen en relieve positivo, mientras que otros presentan un relieve negativo; recibiendo los nombres de anillos positivos y negativos. En contraste con las reacciones álcali-carbonato que causan expansiones y agrietamientos, es improbable que aquellas que provocan una formación de anillos sean dañinas.

Además de las reacciones antes mencionadas, se debe indicar otros tipos de reacciones químicas perjudiciales en las que intervienen los agregados. En ellas se incluye la oxidación o hidratación de determinados óxidos minerales inestables la cual sucede después que el agregado se incorpora al concreto, por ejemplo la hidratación del óxido de magnesio anhidro, óxido de calcio, u oxidación de la pirita. Igualmente, el agregado puede estar contaminado con hierro el que posteriormente es oxidado. Asi mismo se sabe que puede haber reacciones como resultado de la presencia de impurezas orgánicas.

En 2001, como consecuencia del daño causado en las pistas de aeropuertos por la reacción ASR, el Congreso de los Estados Unidos dispuso que, a través del Departamento de Defensa, se contemplaran facilidades para mejorar la tecnología conducente a un incremento de la calidad y durabilidad de las pistas de aeropuertos sometidas a reacciones ASR y se desarrollara tecnologías capaces de evitarlas o mitigarlas, teniendo en consideración que la ASR sólo aparece después de 5 á 15 años del vaciado y puede afectar una estructura.

Existen problemas relacionados con la mitigación de las ASR. Ellos estan referidos al empleo de materiales reciclados, tales como cenizas y escorias. El porcentaje recomendado, que puede llegar a ser del 15% para el caso de las cenizas, y problemas adicionales derivados del reemplazo del cemento. Uno de los objetivos de este Capítulo es referirse a esos problemas y concluir en un conjunto de recomendaciones que permitan mitigar la acción de las ASR.

3.2.- REACCION ALCALI-AGREGADO CARBONATADO (ACR)

Swenton, en 1937, trabajando en el National Research Council del Canada, identificó a la reactividad álcali-carbonado (ACR) como la causante de un tipo de deterioro progresivo del concreto. El encontró que una reacción susceptible a los álcalis se desarrollaba en el concreto que contenía agregados dolomíticos cálcicos con argillita, reacción que era diferente de la álcali-sílice. Los subsiguientes trabajos de Swenton en 1937, el mismo conjuntamente con Gillot en 1960, y de Gillot en 1963, todos ellos en Canadá, y de varios otros Laboratorios en Canadá y Estados Unidos, permiten conocer nuevos factores que afectan la magnitud de la expansión que resulta de dicha reacción. Entre los más notables investigadores en este campo se encuentran Newlon y Sherwood en 1962; Newlon en 1972; y Halley en 1961 y 1964. Se desarrollaron dos hipótesis sobre el mecanismo de la ACR las cuales son mencionadas a continuación:

Debido a que las rocas suceptibles a este tipo de reacción son poco comunes, y que frecuentemente es inaceptable el empleo de éstas como agregado del concreto, por otras razones, son relativamente pocos los casos reportados de deterioro por ACR en estructuras actuales. La única área donde esta reacción parece haberse desarrollado en gran escala es en el sur de Ontario en Canadá, en la proximidad de Kingston y Cornwall.

Casos aislados en estructuras de concreto han sido encontrados en los Estados Unidos, en las localidades de Indiana, Kentucky, Tennessee y Virginia. Denominada "reacción álcali-dolomita", por involucrar calizas dolomiticas, también ha sido reconocida en China por Tang en 1996.

4.- REACCION ALCALI-SILICE (ASR)

4.1.- HISTORIA

La reacción álcali-sílice (ASR) fue reconocida primero en los pavimentos de concreto de California, Estados Unidos, por Stanton en 1940. Sus trabajos iniciales de Laboratorio en la California State Division of Highways demostraron que la expansión y el agrietamiento eran resultado de combinaciones de cementos con alto contenido de álcalis cuando eran combinados en barras de morteros almacenadas en recipientes a humedades relativamente altas.

Stanton, en 1940, observó expansiones excesivas en estructuras de concreto similares a otras, preparadas con el mismo cemento y diferentes agregados, las cuales habían permanecido en buen estado. En los ensayos usuales ambos tipos de agregado habían dado resultados igualmente satisfactorios. Por otra parte, observó otras estructuras construídas con el agregado que había dado malos resultados en el primero de los casos, pero que con diferente cemento habían permanecido en excelente estado de conservación.

Estas observaciones dieron paso a la hipótesis que algun constituyente de ciertos cementos reaccionaba en condiciones especiales con algún tipo de ciertos agregados, produciendo esta reacción las expansiones mencionadas. Dado que los agentes activos del cemento y el agregado podían no estar presentes a la vez en el concreto y reaccionar entre sí, la presencia del agente activo del cemento no produciría daño en tanto no pudiese reaccionar con el agregado y, del mismo modo, no sería perjudicial el agente activo del agregado si no podía reaccionar con el del cemento.

Dos conclusiones importantes se obtuvieron de estas investigaciones: la primera, que las expansiones que resultaban de una ASR en una barra de mortero eran insignificantes cuando los niveles de álcalis en el cemento fueron menores al 0.6%, expresado como óxido de sodio equivalente (Na2Oc = Na2O + 0.658 K2O); así, fue como los ensayos realizados pusieron de manifiesto que el agente responsable en el cemento eran los álcalis, tanto el óxido de sodio (Na2O) como el óxido de potasio (K2O). Al emplear diferentes cementos con un agregado reactivo, las expansiones resultaron ser proporcionales al contenido alcalino del cemento. Igualmente se observó que si los cementos con un contenido importante de óxidos de sodio y potasio eran empleados con un agregado no activo, las expansiones no se producían o resultaban muy pequeñas independientemente del contenido de álcalis del cemento.

Una segunda importante conclusión fue que la sustitución parcial del cemento con alto contenido de álcalis por un material puzolánico apropiado, prevenía de las expansiones excesivas. Estas dos conclusiones fueron la base para el desarrollo de la Norma ASTM C 277, conocida como procedimiento de

ensayo de la barra de mortero.

Basado en el trabajo de Stanton, el investigador Meissner, en 1941, en los laboratorios del Bureau of Reclamation, de los Estados Unidos, efectuó estudios sobre el agrietamiento irregular en presas de concreto. Al examinar las grietas presentadas en la Presa Parker (Estados Unidos), Meissner encontró que las zonas afectadas exudaban lentamente filamentos claros y viscosos de silicato sódico. Este gel parecía llenar muchos de los espacios del concreto, endureciéndose al ser expuestos al aire. Los análisis efectuados permitieron llegar a la conclusión que la alteración en las rocas era producida por la acción mutua de algunos de los constituyentes siliceos con los álcalis de los cementos, los cuales normalmente tenían gran proporción de ellos. Esta conclusión fue confirmada por ensayos de laboratorio.

Sus resultados confirmaron los de Stanton, destacando la importancia del nivel de álcalis en el cemento, la composición del agregado, y los requerimientos ambientales en el desarrollo de la expansión debida a la reacción álcali-sílice. Uno de los resultados fue el desarrollo del método de ensayo químico rápido, ASTM C 289. Los estudios de Stanton y otros investigadores indicaron que los agregados reactivos contenían hasta un 15% de pizarra y sílice y que, cuando se empleaba agregado fino de tal procedencia, aparecían expansiones siempre que los cementos contuvieran más de 0.6% de álcalis.

Se observó que los agregados que no reaccionaban con los cementos ricos en álcalis estaban libres de pizarra o sílice. Los contenidos de cal y magnesia de los elementos perjudiciales eran relativamente altos, por lo que Stanton se refirió a estas rocas como "caliza magnésico-silicea". La principal reacción de este material con los álcalis, según Smeaton, era:

$$MgCO_3 + 2NaOH + aq. ..... Mg(OH)_2 + Na_2CO_3.10H_2O$$

la misma que producía un aumento de volumen del 24%.

Los descubrimientos de Stanton fueron confirmados por Hansen y Taylor, quienes además encontraron que una parte, al menos, de estas expansiones podía ser contrarrestada incorporando a la pasta materiales

activos finamente pulverizados. Se supuso que ello era debido a una de tres causas;

(a) La reacción de estos ingredientes durante el período de mezclado, lo que podía evitar reacciones posteriores;
(b) El efecto de incrementar la retracción del concreto con una reacción compensadora de estas expansiones; ó
(c) La mayor uniformidad en la dispersión de los productos de reacción de la pasta, lo cual evitaría la expansión excesiva

En los años 40s, otras instituciones, tanto en los Estados Unidos como en otros países, condujeron investigaciones sobre este tipo de reacción, llegando a tener un mayor entendimiento sobre la relación entre la composición del cemento, los tipos de agregados, las proporciones de mezcla del mortero y concreto, y la expansión.

Otros investigadores, durante este período y los primeros años de la década del 50, se concentraron en clarificar los mecanismos de las reacciones expansivas y no expansivas, En 1944 Hansen, en la Portland Cement Association, propuso que las presiones osmóticas generadas durante el incremento de los productos de la reacción del gel eran las responsables de la expansión observada. Powers y Steinour, en 1955, propusieron una variante a esta hipótesis aunque, como en otros aspectos de la reacción, todavía existen vacíos especialmente en los aspectos cuantitativos de la reacción.

En esa época los estudios efectuados permitieron llegar a la conclusión que la alteración en las rocas era producida por la acción mutua de algunos de los constituyentes siliceos con los álcalis de los cementos que podían tener gran proporción de ellos. Esta conclusión fue confirmada por ensayos de laboratorio.

Posteriormente Carlson encontró que si se elevaba la temperatura de un mortero durante su curado de 40°C á 65°C, las reacciones antes descritas se aceleraban y, además, que todos los agregados que contenían sílice producían alguna expansión la cual era mayor que la que podía obtenerse cuando se empleaba agregados libres de sílice. Sin embargo no se tuvo la seguridad que las expansiones que tenían lugar a elevada temperatura

reflejaran las condiciones a temperatura normal.

En 1993, el investigador Mather ha analizado el uso de aditivos para prevenir la expansión en exceso debida a la reacción álcali-sílice. En 1942 Stanton reportó que 25% de puzolana reducía "la expansión a una cantidad insignificante en períodos tempranos". En 1963 el ACI indica que hay "algunos casos" donde un aditivo mineral se ha empleado para proporcionar protección a concretos en los que se ha empleado cementos con alto contenido de álcalis y agregados reactivos.

En 1987 Rogers escribe "En la presa de Lower Notch, en el río Montreal, se utilizó un reemplazo del 20% de la ceniza volcánica para prevenir el agrietamiento del concreto que contenía argillita y graivaca". Este parece ser el primer caso documentado donde una puzolana fue empleada con cemento que era conocido que contenía un potencial de álcalis y con agregados ya conocidos que sí ocasionaban reacciones potencialmente dañinas. Un caso similar fue reportado desde Gales en 1992 por Blackwell y Pettifer.

Los métodos de ensayo actualmente usados para determinar el potencial de reactividad expansiva, especialmente en los Estados Unidos, derivan principalmente de los trabajos efectuados desde 1940. Los esfuerzos de investigación en diversos países indican la promesa de ensayos mucho más nuevos y confiables para identificar reacciones potencialmente dañinas en las combinaciones cemento-agregado.

4.2.- MANIFESTACIONES DEL DETERIORO

Las manifestaciones más evidentes del efecto dañino de la reacción álcali-sílice en una estructura de concreto son la expansión, el agrietamiento del concreto; la exudación de gel a través de los poros o fisuras (formando escamas endurecidas sobre la superficie), el desplazamiento de los elementos estructurales debido a la expansión interna del concreto; y los desprendimientos del concreto.

Sin embargo, estos rasgos no deberán ser empleados como los únicos índices en el diagnóstico de la ASR en una estructura de concreto. El agrietamiento en el concreto es esencialmente el resultado de la presencia de

un esfuerzo de tensión excesivo dentro del concreto, el cual puede ser causado por fuerzas externas como cargas, o el desarrollo de un cambio diferencial de volumen dentro del concreto.

El desarrollo de grietas en una estructura de concreto debido a la ASR es causado por un incremento en el volumen que puede ser observado directamente, tanto por un cierre de la junta de expansión o por la desalineación de un elemento estructural con respecto a otro. Frecuentemente es necesario monitorear la cantidad y magnitud de la expansión de una estructura para evaluar su integridad estructural. La forma más usual es medir a largo plazo la variación de la longitud entre puntos de referencia montados sobre la superficie del concreto.

Las medidas y toma de datos de los anchos de grietas individuales son inciertas para este propósito, debido a que la contracción del concreto entre grietas contribuye a la abertura de estas. La medida de los anchos de grietas podría, además, dar una indicación falsa de la expansión del concreto. Adicionalmente, contracciones tempranas, grandes gradientes termales durante el curado del concreto, corrosión del refuerzo embebido, congelamiento y descongelamiento, ataque interno o externo por sulfatos, son algunos de los mecanismos que también pueden llevar a la formación de grietas en el concreto.

El diagnóstico del agrietamiento debido a la ASR requiere de la identificación adicional del producto de la reacción ASR en el concreto y, lo más importante, se requiere de señales positivas que este producto ha conducido a la generación de esfuerzos de tensión suficientemente grandes para exceder la resistencia a la tracción del concreto.

Las manifestaciones que son típicas del deterioro del concreto debido a la reacción álcali-sílice, ó ASR, son:

Las ampolladuras o popouts (desprendimiento de fragmentos cónicos pequeños de la superficie del concreto) y la exudación del gel sobre la superficie del concreto podrían ser buenos indicadores de esta reacción, pero ello, por si solo, no indica expansión excesiva del concreto. Dado que las partículas reactivas frecuentemente son porosas y pueden ser suceptibles

tanto a daño por congelamiento como por ASR, identificar la razón por la cual el desprendimiento está presente es frecuentemente difícil.

A pesar que la presencia de gel álcali-sílice indica la ocurrencia de ASR, esto no significa que las grietas se formaron por el gel en su paso hacia la superficie. La decoloración frecuentemente bordea las grietas en un concreto afectado por ASR, pero esto también podría ocurrir por otras muchas razones, tales como el crecimiento de algas.

En general se deben tomar en consideración los siguientes aspectos:

a) Expansión;
b) Fisuramiento, el cual frecuentemente es de tal naturaleza que recibe la designación de "patrón o mapa de fisuración;
c) Exudaciones del gel a través de los poros o fisuras, formando escamas endurecidas o cordones duros sobre la superficie;
d) Zonas de reacción en las partículas del agregado afectadas en el concreto: y, algunas veces:
e) Ampollas en la superficie del concreto.

Es importante indicar que individualmente, ninguna de estas manifestaciones puede ser considerada como evidencia que la fisuracion es causada por una accion destructiva de la reacción álcali-sílice. En efecto, bajo determinadas circunstancias:

a) Fisuracion de similar naturaleza puede ser causada debido a excesiva contracción más que por expansión;
b) Los depósitos de gel y los residuos de reacción sobre las partículas de agregado también han sido observados en concretos que no muestran evidencias de expansión.
c) La destrucción superficial puede ser causada por congelamiento.

Sin embargo, considerando todos estos signos en conjunto se tendrá una indicación muy fuerte de deterioro debido a la reacción álcali-sílice. Para estar seguros es necesario determinar, mediante análisis petrográficos, si las fisuras internas en el concreto se originan en las partículas de agregado

silicoso susceptibles de reaccionar con los álcalis.

Igualmente es importante el almacenamiento de datos para realizar las correcciones por los efectos en las variaciones en temperatura ambiente y humedad. Como estas variaciones son muchas veces estacionales o más frecuentes, es necesario muchos años de mediciones antes de dar conclusiones definitivas respecto a la cantidad de expansión por ASR en la estructura.

El desprendimiento del concreto y la exudación de gel sobre la superficie del concreto podrían indicar ASR, pero ello, por si solo, no indica expansión excesiva del concreto. A pesar que la presencia del gel álcali-sílice indica la ocurrencia de la ASR, esto no significa que las grietas se formaron por el gel en su paso hacia la superficie. La decoloración frecuentemente bordea las grietas en un concreto afectado por la ASR, pero la misma podría ocurrir por otras muchas razones, tales como el crecimiento de algas.

Las ampolladuras (popouts) son el desprendimiento de fragmentos cónicos pequeños de la superficie del concreto y pueden, en climas donde el congelamiento tiene lugar, ser el resultado del congelamiento de partículas de agregado cerca de la superficie cuando los poros de ésta se encuentran saturados de agua. Es importante examinar los desprendimientos por presencia del gel, esto puede indicar si la ASR ha tenido lugar. Dado que las partículas reactivas frecuentemente son porosas y pueden ser susceptibles tanto a daño por congelamiento como por ASR, identificar la razón por la cual el desprendimiento está presente es frecuentemente difícil.

Es importante tener en cuenta que, individualmente, ninguna de las manifestaciones anteriormente señaladas puede ser considerada como evidencia de la acción destructiva de la reacción álcali-sílice. Por ejemplo, fisuración de simular naturaleza puede ser causada por contracción excesiva más que por expansión; depósitos de gel y residuos de reacción sobre las partículas de agregado también han sido observados en concretos que no muestran evidencias de expansión; y la destrucción superficial del concreto puede haber sido causada por congelamiento.

Sin embargo, considerando todos estos signos en conjunto se tendrá

un buen indicador del deterioro a causa de la reacción álcali-sílice. Para tener una mayor seguridad es necesario determinar, mediante análisis petrográficos, si las fisuras internas en el concreto se originan en las partículas de agregado silicoso suceptibles de reaccionar con los álcalis.

La ASR involucra una reacción química en la que deben estar presentes el agua, sílice reactiva y una concentración de iones hidróxilo que garanticen un pH alto. Igualmente, la concentración y distribución de estos componentes y la temperatura ambiente tienen influencia sobre los efectos dañinos de la reacción. Una estructura donde se desarrolla la ASR puede exhibir signos ampliamente diferentes de deterioro en diversos lugares. Así, los concretos en ambientes interiores secos sin agua no desarrollan agrietamientos por ASR a pesar de que en el concreto estén presentes sílices y álcalis reactivos.

Las partes más vulnerables de una estructura de concreto son aquellas expuestas a ambientes cálidos y húmedos. El laboratorio indica que el concreto que está expuesto a ciclos repetidos de humedecimiento y secado puede desarrollar expansión excesiva debido a la ASR con más probabilidad que el concreto que se encuentre en un contenido de humedad uniforme.

En aquellos casos en que es posible la acumulación de agua, como la de lluvia o nieve, la progresión de la ASR es más rápida si la superficie de concreto no ha sido protegida, observándose agrietamiento en paredes, vigas expuestas o parapetos. La degradación de estos elementos de concreto expuesto se intensificará cuando el congelamiento y descongelamiento ocurre junto a la ASR.

El agrietamiento también puede ocurrir en concreto embebido en el suelo húmedo, como por ejemplo en bases y cimentaciones. La mayor cantidad de agrietamiento tiende a ocurrir en o cerca de la superficie del suelo, donde el concreto experimenta las mayores fluctuaciones de humedad y secado.

El cloruro de sodio también promueve la ASR debido al abastecimiento externo del sodio bajo condiciones en las que el ion cloruro reacciona para formar, por ejemplo, cloroaluminatos. Concentraciones de sal como las que se encuentran en el agua de mar, parecen no provocar ASR, pero cuando las

concentraciones de cloruro de sodio exceden aproximadamente al 5%, la magnitud de ASR podría incrementar rápidamente.

El efecto de aceleración del cloruro de sodio sobre la ASR es un serio problema en áreas donde el cloruro de sodio es empleado como un agente descongelante en pavimentos, aceras, y en estructuras de estacionamiento. Es importante indicar que Dechensu y Beruse, en 1996, discreparon de esta teoría.

Las características físicas del concreto también pueden ser decisivas al determinar el grado y magnitud de deterioro debidos a la ASR. Algunos investigadores han informado que el aire atrapado reduce el grado de expansión debido a la ASR. Sin embargo, el aire atrapado por si mismo no debería ser considerado como un recurso efectivo para prevenir la expansión excesiva debida a la ASR.

El efecto de la relación agua-cementante sobre la ASR es más difícil de determinar debido a que una baja relación agua-cementante podría reducir la capacidad del agua para ser absorvida por los productos de la reacción, pero, a la vez, incrementaría la concentración de álcalis del fluído en los poros.

El agrietamiento inicial en un elemento de concreto, como las grietas por calor y por contracción por secado pueden tener un efecto acelerante en el desarrollo de la expansión excesiva debida a la ASR. Ello es probablemente causado por el efecto capilar de las grietas que promueven el ingreso del agua dentro del concreto y el aumento del producto de la reacción, la cual ensancha grietas existentes en vez de iniciar unas nuevas.

En la mayoría de los casos, un diagnóstico de daño causado por la ASR en una estructura, basado únicamente en el examen visual del concreto es difícil. En la evaluación final de las causas de deterioro es necesario obtener muestras para su inspección y ensayo. El examen petrográfico deberá ser realizado de acuerdo con la Norma ASTM C 856.

En algunos casos se encuentran evidencias del producto de la reacción en forma de un gel transparente de álcali-sílice. La apariencia del gel puede

variar dependiendo de si éste está dentro de una partícula de agregado o en la pasta. Dentro de una partícula de agregado el gel podría aparecer granular, mientras que frecuentemente aparece vitreo dentro de la pasta.

En otros casos la cantidad de gel parece limitada, mientras que la magnitud del agrietamiento del concreto debido a la reacción ASR puede ser muy alta. En otros casos, este comportamiento del concreto es inverso, reemplazando el gel álcali-sílice prácticamente toda la partícula de agregado, aparentemente sin causar ningún agrietamiento significativo.

Dolar y Mantuani, en 1983, afirmaron que la presencia de bordes decolorados en partículas de agregados reactivos en el concreto es un indicador de la reacción ASR. La presencia de tales bordes de reacción debe ser considerada con precaución debido a que la formación de bordes en partículas de agregados también puede ser debida a otros mecanismos. Así, capas interiores intemperizadas de partículas individuales son frecuentemente observadas en gravas naturales, e incluso la roca triturada puede desarrollar bordes intemperizados si ésta ha estado almacenada por algún tiempo. Estos bordes imtemperizados no son frecuentemente distinguibles de los bordes de reacción formados en el concreto.

Todo lo anterior indica que es necesario tomar precauciones al identificar la reacción ASR basándose en depósitos de partículas de agregados muy cercanos a la superficie fracturada del concreto, dado que ésta podría haber ocurrido a lo largo de una vieja grieta, la cual podría contener una variedad de depósitos, tal como lo demostró Thaulow en 1989.

Cuando es observado en secciones delgadas, el hidróxido de calcio diseminado en la pasta de cemento a menudo es agotado en la cercanía de las partículas del agregado reactivo. Este fenómeno frecuentemente ocurre antes de otros indicios de la reacción ASR, como el agrietamiento y formación de gel, y por lo tanto es útil para detectar partículas que han reaccionado en el concreto.

4.3.- MECANISMO DE LA REACCION ASR

Hansen ha estudiado el mecanismo por el cual la reacción álcali-

agregado produce la expansión del concreto. Su hipótesis está basada en la reacción de los hidróxidos alcalinos con la sílice opalina del agregado, produciendo silicatos alcalinos que, debido a la naturaleza semi permeable de la pasta, producen presiones osmóticas. Hansen supuso que los hidróxidos alcalinos reaccionaban con la sílice opalina para formar un silicato alcalino, según la reacción:

$$SiO_2 + 2NaOH \text{ .....} Na_2SiO_3 + H_2O$$

Según la hipótesis de Hansen, los aniones de estos silicatos alcalinos se asocian en complejos no susceptibles de difusión a través de la pasta. Esta actúa entonces como una membrana semipermeable, permitiendo el paso del agua y de los iones y moléculas de los hidróxidos alcalinos, pero no del complejo de silicato alcalino.

Los silicatos alcalinos formados sobre la superficie de una partícula de agregado tenderían a arrastrar la solución de la pasta y a formar una bolsa de líquido que ejercería presión hidrostática contra la pasta que lo rodea. El producto de la reacción no podría salir de este volumen limitado y puesto que ocuparía uno mayor que la sílice original, la presión hidrostática tendería a disgregar la estructura de la pasta.

Los mecanismos de la reacción álcali-sílice y de la expansión han estado bajo investigación desde 1940. Los iones hidróxidos presentes en el flujo de los poros del concreto reaccionan químicamente con diversas formas de sílice que pueden estar presentes en los agregados. Los álcalis de sodio y potasio juegan dos roles en esta reacción. Así, altos porcentajes de dichos álcalis en el concreto dan por resultado grandes concentraciones de iones hidróxido en los poros del concreto, con pH mucho más altos. Cuanto mas alcalino se encuentre el flujo de los poros, mas pronto éste reacciona con la sílice. Una vez en solución, la sílice reacciona con los álcalis formando el gel álcali-sílice. Este gel absorbe agua y aumenta de tal manera que su volumen es mucho mayor que el de los materiales reactivos individuales, produciéndose esfuerzos de expansión en el concreto.

Entre otros factores, el desarrollo de los esfuerzos internos depende de la cantidad, tamaño, y tipo de los agregados reactivos presentes y de la

composición química del gel álcali-sílice formado. Cuando los componentes reactivos están presentes en el concreto fresco, la reacción toma lugar en la superficie de contacto de la pasta de cemento y la partícula de agregado. Frecuentemente, la primera indicación es la decoloración de los bordes de reacción en la superficie de las partículas de agregado. El incremento en la formación del gel tiene por resultado un agrietamiento progresivo dentro de las partículas y en la matriz alrededor de ellas. Frecuentemente, una grieta periférica cercana a la superficie se evidencia en el agregado.

Donde la fuente de álcalis es externa al concreto, la formación del gel avanzará desde las caras expuestas. Los álcalis podrían llegar a estar disponibles desde tales fuentes, entre las cuales puede incluirse las sales descongelantes, el agua de mar y las soluciones industriales.

La velocidad de reacción es frecuentemente baja, y por ello evidencias de exudación del gel, ampolladuras, agrietamiento, y expansión en masa podrían no ser vistas por muchos años. En algunos casos, la formación del gel ha sido detectada pero no ha causado ruptura debido a un reemplazo del agregado por gel. En la mayoría de los casos, sin embargo, se generan fuerzas de expansión que causan rupturas.

Esta conclusión ha sido confirmada por experiencias de laboratorio, estableciéndose directamente la acción de la membrana semi permeable de la pasta con respecto al silicato sódico.

Se sabe ya que el $Ca(OH)_2$ no actúa del mismo modo que los óxidos de sodio o potasio para producir fuerzas osmóticas de considerable magnitud, ello debido a la falta de solubilidad de los silicatos calcicos. Por esta razón, la formación de silicato cálcico por reacción del $Ca(OH)_2$ con el SiO_2 no tiende a arrastrar más cantidad de solución hacia las partículas, sino por el contrario tiene un efecto de protección de éstas contra los ataques subsiguientes. Ensayos posteriores de Hansen han indicado que, en feldespatos y rocas que contienen álcalis, puede desarrollarse una reacción con el $Ca(OH)_2$ que puede liberar hidróxidos alcalinos capaces de reaccionar con las sílices opalinas del agregado.

El ACI ha formulado recientemente nuevos planteamientos sobre la reacción ASR, partiendo del principio que se conoce poco acerca del tiempo necesario para el desarrollo de las grietas en concreto que es afectado por ésta. Ello se debe en parte, según el ACI, a la naturaleza heterogenea del concreto como material, y al hecho de que esta reacción no ha sido aún debidamente estudiada, indicándose que hay interrogantes todavía no resueltas, tales como:

a) **El producto de la reacción se hincha o aumenta en el lugar que este se forma, o en un lugar diferente donde éste migra después de su formación.**
b) **Qué tan rápido se generan las presiones expansivas debidas al incremento del producto de la reacción.**
c) **Como estos mecanismos producen grietas en el concreto.**

El ACI indica que se pueden hacer algunas deducciones, las cuales se basan por la observación, tanto en el campo como en el laboratorio, del concreto afectado por la ASR. Por ejemplo, en un elemento de concreto no reforzado y no confinado, como una viga o una losa de concreto, el mayor grado de deformación del concreto ocurrirá en la dirección de menor restricción.

En losas de concreto que sufren deterioro debido a la ASR se ha observado que la hinchazón debida a la captación de agua por el producto de la reacción álcali-sílice genera esfuerzos de tensión que llevan a la formación local de finas grietas en la losa de concreto. Debido a que el menor impedimento ocurre en la dirección perpendicular a la superficie, las grietas tienden a alinearse ellas mismas subparalelas a la superficie.

La expansión que ocurre dentro del concreto causa un esfuerzo de tensión cerca a la superficie de la losa, donde la expansión es menor debido a que la reacción que se desarrolla ahí es baja. Estos esfuerzos de tensión son aliviados por la formación de grietas de mayores espesores, las cuales se forman perpendiculares a la superficie. Vistas desde arriba, estas grietas tienden a ocurrir con un patrón poligonal el que es la base para el término "agrietamiento en mapa". Los esfuerzos en la superficie del concreto permiten la formación de más grietas paralelas a la superficie que ocurren más

profundamente. Con un excesivo suministro de álcali externo y cantidades suficientes de sílice reactivo en los agregados, estos agrietamientos subparalelos podrían, según el ACI, seguir ocurriendo en todo el concreto.

Sin embargo, la experiencia de campo muestra que este tipo de agrietamiento rara vez tiene una profundidad mayor de los 300 a 400 mm en estructuras no reforzadas. En concreto armado, el agrietamiento raramente progresa bajo el nivel de los refuerzos. Es razonable asumir que cualquier partícula reactiva que se encuentra dentro de un concreto limitado por el refuerzo experimenta presiones de confinamiento que exceden las fuerzas expansivas generadas por la captación de agua del producto de la reacción.

En el caso mencionado el agrietamiento generalmente no ocurrirá y las presiones expansivas serán tomadas por el acomodo del concreto cercano. Por las razones expuestas al evaluar estructuras determinadas el tipo, la ubicación, y la cantidad de refuerzos deben ser tenidos en cuenta cuando se considera el potencial de agrietamiento debido a la ASR.

El conocimiento acerca del tiempo necesario para el desarrollo de grietas en los concretos afectados por la reacción álcali-sílice no es del todo completo; ello se debe en parte, segun el ACI, a la naturaleza heterogenea del concreto como material, y al hecho que esta reacción necesita una mayor investigación que despeje las interrogantes que se tienen con respecto a este tema. Sin embargo, el ACI indica que se pueden hacer algunas deducciones basadas en la observación de los concretos afectados por esta reacción, tanto en campo como en laboratorio.

Así, la apariencia externa del patrón de agrietamiento en un elemento de concreto está fuertemente relacionada a la distribución de esfuerzos dentro del concreto. La distribución de tensiones es, entre otras razones, controlada por la ubicación y el tipo de refuerzo, así como por la carga estructural impuesta en el concreto. La expansión de un elemento de concreto tiende a ocurrir en la dirección de menor restricción. Las grietas causadas por la expansión debida a la ASR tienden a alinearse paralelas a la dirección de mayor restricción.

En algunos casos, la formación del gel ha sido detectada pero no ha

causado ruptura debido a un reemplazo relativamente estable del volumen del agregado por el gel. Sin embargo, en la mayoría de los casos, se generan fuerzas de expansión que causan ruptura. La velocidad de ocurrencia de esta reacción es frecuentemente baja, por lo que evidencias de exudación del gel, ampolladuras, agrietamiento, y expansión en masa, podrían no ser vistas por muchos años.

Se considera que deben existir tres condiciones básicas para que se presente la reacción ASR en el concreto. Estas tres condiciones incluyen presencia de álcalis, humedad, y sílice reactiva. La magnitud de la reacción es influenciada por la temperatura.

Los primeros investigadores reconocieron que el contenido de álcalis del cemento portland tenía una influencia directa sobre el potencial de expansión, tal como lo afirmó Stanton en 1940. Siendo los dos componentes de los álcalis el óxido de sodio y el óxido de potasio, el equivalente total de álcalis es calculado como el porcentaje de Na2O + 0.658 K2O, y el porcentaje resultante es descrito como el equivalente Na2O(Na2Oe). El concepto ha sido útil y los estudios de Diamond en 1989 mostraron la relación entre el contenido de álcalis del cemento y la concentración del ion OH en el concreto. Considerándose que el último es el factor que impulsa el proceso químico de la AAR.

Los álcalis en el cemento se derivan de la materia prima (arcilla, caliza y yeso) usada en la fabricación del cemento. La proporción final de los álcalis presentes en el cemento se expresa como "óxido de sodio equivalente" de la siguiente manera:

$$\% \text{ álcalis} = \%Na20 + 0.658\ \%K2O$$

El contenido de álcalis del clinker de cemento puede diferenciarse en dos grupos: los álcalis que son normalmente condensados sobre la superficie de los granos de clinker, y los álcalis que ya se encuentran encerrados dentro de las estructuras cristalinas de los minerales del clinker. Los álcalis presentes como sulfatos solubles en agua se incorporan a la solución más lentamente. La magnitud de liberación total de los álcalis variará de un cemento a otro, dependiendo de la distribución de los álcalis de los dos tipos

ya mencionados, y la cantidad total de ellos. Además de los álcalis que se obtienen del cemento, otras fuentes de ellos son:

1.- **Determinados tipos de agregados que liberan iones de sodio y potasio en la solución de poro.**
2.- **El cloruro de sodio presente en los agregados o el agua de mezcla. El aluminato tricálcico en el cemento portland puede reaccionar con el cloruro, sacando algunos cloruros fuera de la solución y liberando los iones de sodio en la solución.**
3.- **Los álcalis de fuentes externas que ingresan al concreto. Esto sucede en la costa o en áreas donde se emplean sales descongelantes. En el caso peruano, estas sales descongelantes no han sido empleadas por lo que, en este trabajo, no se dará mayores detalles acerca de ellas.**

Se ha estudiado los efectos de tres diferentes fuentes de álcalis:

1.- **Hidróxido de potasio presente en el agua de la mezcla;**
2.- **Potasa presente en los minerales del cemento;**
3.- **Soda en los minerales del cemento.**

De dichos estudios se ha concluído que la expansión debida a la presencia de agregados reactivos depende principalmente del contenido total de álcalis del cemento, en grado menor del tipo de álcali predominante; y aún menor de cuán rápidamente el álcali se disuelve.

La gran mayoría de las estructuras de concreto que, a través de los años, han registrado deterioro por reacción álcali-sílice fueron hechas con cemento con alto contenido de álcalis, mayor del 1%. Un límite de 0.60% del contenido de álcalis equivalentes en el cemento portland se ha empleado en las especificaciones para minimizar el deterioro del concreto cuando son usados agregados reactivos. Sin embargo, se han presentado casos en los que se ha tenido daño significativo a pesar del uso de un cemento con bajo contenido de álcalis, siendo los más recientes los encontrados por Tuthill en 1980 y por Dusenberry en 1992.

Debido a que el mayor problema con respecto a las ASR es la

concentración de iones hidróxilo (pH) en el concreto, el factor cemento juega un papel importante que es descuidado en la consideración tradicional del contenido de álcalis en el cemento. Basado en estas experiencias Tuthill sugirió que un límite de 0.4% del contenido de álcalis equivalente era mas apropiado, dado que en dichos contenidos o menores no ocurrían expansiones excesivas en los morteros.

Se han sugerido varios límites por unidad de volumen para prevenir el deterioro por ASR. La Portland Cement Association ha sugerido un valor máximo de 3 kg/m3 como valor suficiente para prevenir el deterioro en presencia de agregados reactivos. El límite incluye los álcalis que serán contribuídos por las puzolanas o cenizas tanto como los del agregado.

La Norma CSA A23.1 de la Canadian Standard Association limita la contribución de los álcalis en 3 kg/m3, pero sólo en el cemento. Sin embargo, en 1990, el investigador Ozol informó de la ocurrencia de ASR cuando se usó álcalis en cantidades de 1.8 kg/m3 o, en 1992, el mismo investigador reportó la misma ocurrencia en concretos con contenido de álcalis de 2.3 kg/m3.

Muchos factores podrían ser responsables por los problemas que se presentan con cementos con bajo contenido de álcalis:

a) Los concretos que son hechos usando solamente cemento portland son relativamente más permeables que concretos similares hechos con combinaciones de cemento portland y escorias o puzolanas. Xu y Hooton demostraron, en 1993, que ciclos de humedecimiento y secado, congelamiento y descongelamiento, así como corrientes eléctricas pueden causar migración de los álcalis y su concentración en ciertas áreas del concreto.

b) De acuerdo a lo indicado si una cantidad de los mencionados álcalis, que puede ser tolerada si está uniformemente distribuida por el concreto, puede llegar a concentrarse en determinadas áreas en cantidad suficiente como para causar daños, estos ocurrirán. Ya en 1959 Lerch, y posteriormente en 1968 Hadley, informaron sobre pavimentos en los que el deterioro por el ASR estaba ligado al humedecimiento y secado. En 1990 Ozol informó

sobre el gran efecto de las corrientes eléctricas en la ASR del concreto en muelles.

c) Es importante indicar que en 1978 Moore había previamente reportado resultados de laboratorio que indicaban que el paso de corrientes eléctricas directas a través de especimenes de mortero que contenían agregados silíceos reactivos aceleraban la ruptura causada por la ASR. La reacción es favorecida por la regeneración del álcali por acción de la cal presente en el cemento.

d) La permeabilidad relativa del concreto también permite la migración de los álcalis desde otros materiales, tanto como el ingreso de álcalis de fuentes externas, como las sales descongelantes. Los estudios de Stark en 1986 han mostrado que cantidades significativas de álcalis pueden ser removidas de determinados tipos de concreto.

e) Basado en ensayos de laboratorio, Johnston en 1986 sugirió que los contenidos de álcalis en el concreto menores al 0.05% (lo cual significa 1.2 Kg/m3 para concretos con una densidad de 2320 Kg/m3) eran seguros, mientras que contenidos de álcalis mayores de 0.10% (equivalente a 2.3 Kg/m3) podrían causar problemas cuando se emplean con agregados que son reactivos.

f) El contenido de álcalis que puede ser tolerado, puede estar relacionado con la reactividad natural del agregado. Ya en 1952 Woolf reportó ensayos de laboratorio en los cuales había ocurrido la expansión máxima de las barras de mortero cuando el contenido de álcalis varió con el porcentaje del material altamente reactivo en el agregado. En 1993 Stark investigó el concepto de usar el ensayo acelerado de expansión de barras de mortero para determinar "un contenido de álcalis seguro" para un agregado en particular.

Al emplear diferentes cementos con un agregado reactivo, las expansiones resultan ser proporcionales al contenido alcalino del cemento. Igualmente, si los cementos con un contenido importante de óxidos de sodio y potasio son empleados con un agregado no reactivo, no se producirán expansiones o éstas serán muy pequeñas, independientemente del contenido

de álcalis del cemento.

Algunos investigadores han observado el fenómeno de reciclaje de álcalis durante la reacción álcali- agregado. El gel del álcali formado dentro de los granos cambia su composición cuando éste entra en contacto con la pasta, volviéndose más rico en calcio, y perdiendo álcalis hacia el ligante. Esto causará que los álcalis desplazados retornen hacia las fisuras en las partículas de los agregados, no siendo consumidos, de acuerdo a este fenómeno, la reacción puede teoricamente continuar hasta que todo el material alcalino reactivo sea transformado en gel.

A pesar que los problemas de la reacción ASR pueden ser minimizados limitando el contenido de álcalis del cemento o el concreto, se deben dar algunas consideraciones al potencial de migración de álcalis y su concentración dentro del concreto para determinar un límite apropiado. La ventaja de emplear puzolanas, cenizas, o microsílices para producir concretos resistentes a la reacción ASR debido a la baja permeabilidad también debe ser considerada.

A diferencia de los requisitos anteriormente mencionados (álcalis y sílice reactiva) para la presencia de la reacción álcali-sílice, que son componentes fijos del concreto y, por lo tanto, presentan potencial de expansión sin tener en cuenta las condiciones de exposición, el tercer requisito, la disponibilidad de humedad, es una variable que tiene gran impacto sobre la severidad del deterioro y la variación de volumen en la reacción. El agua presente en los poros del concreto transporta los álcalis y los iones hidróxilo hacia lugares en donde se encuentran los agregados reactivos- Además, el gel producto de la reacción absorve agua y se expande.

Para que actúe la reacción ASR debe haber disponibilidad de humedad, habiéndose comprobado que por debajo del 80% de humedad relativa interna la reacción cesa. En concretos comunes una parte de mezclado del agua original está frecuentemente disponible por un largo período, incluso aún en condiciones de servicio secas.

Sin embargo, para mezclas con una baja relación agua-cementante, el agua podría ser agotada por la hidratación del cemento. En aquellos casos en

los que el concreto tiene una fuente externa de agua (como las losas en pendiente) la reacción continuará hasta que uno de los componentes reactivos se agote.

Mantener el concreto seco reduce el potencial de formación del gel por ASR y el deterioro que éste produce al incrementarse. Como tema práctico, ésto sólo es posible para concretos interiores en edificios, o concretos sobre el terreno en climas secos, ya que las estructuras de concreto expuestas al medio ambiente o en contacto con el terreno son generalmente lo suficientemente húmedas internamente como para promover la reacción álcali-sílice y su posterior expansión.

La humedad relativa interna del concreto es un indicador de la humedad disponible, si ésta excede el 80% (referida a una temperatura en el rango de 21° a 24° C), habrá suficiente humedad para que ocurra expansión. Las estructuras de concreto más suceptibles a expansión son los pavimentos en carreteras y puentes, estacionamientos, estructuras que retienen agua y las que se encuentran bajo ella.

En zonas secas en las que el concreto, en contacto con el terreno, podría secarse hasta un límite menor que el de la humedad relativa crítica, la concentración de los álcalis en la superficie podría incrementarse, dando inicio a la reacción.

El potencial de expansión del concreto puede disminuirse reduciendo su permeabilidad a la humedad externa y a soluciones salinas. Esto puede lograrse usando una mezcla de concreto con relación agua-cementante baja y asegurándose de emplear un curado adecuado. Sin embargo, hay algunos efectos negativos que presentan una baja permeabilidad, un menor contenido de agua que resultará en una mayor concentración de álcalis en la solución de poro del concreto, y el poco espacio presente en los poros de una pasta con relación al agua-cementante baja no será capaz de acomodar una gran expansión del gel sin producir daño. Por lo tanto, una mejor manera de reducir la permeabilidad del concreto es empleando adiciones en la mezcla, las cuales no tienen los efectos negativos de simplemente reducir el contenido de agua. Sobre los beneficios de las adiciones de concreto frente a la reacción álcali-silice se da amplio detalle en el Acápite correspondiente.

Otra alternativa viable para reducir la expansión si el concreto no está en contacto con una fuente de humedad es el aplicar un revestimiento o sellador en la superficie del concreto, ya que estos limitan el ingreso de humedad y minimizan el incremento del gel de la ASR. La efectividad de estos productos se reduce cuando se aplican a un concreto agrietado, por lo que deben ser generalmente aplicados después que el concreto ha tenido tiempo de secar a un nivel de humedad por debajo del necesario para que ocurra la reacción y la expansión, ya que la humedad que se encuentra sellada dentro del concreto puede incrementar la expansión. La desventaja más grande de los selladores es que permiten escapar y entrar el vapor de agua, pero previenen el ingreso de la humedad.

El concreto contiene agregados con componentes siliceos que son reactivos a los álcalis. Los investigadores inicialmente pensaron que había un grupo limitado de componentes susceptibles en los agregados, tales como el opalo, el horsteno que contenía calcedonia y algunas rocas volcánicas vítreas. En la actualidad se reconoce que la ASR puede ocurrir con un amplio rango de componentes de agregados silíceos. Estos componentes pueden incluir minerales siliceos entre capas, los cuales pueden causar expansión en algunos casos, pero generalmente, reaccionan a una tasa muy baja.

Otras formas de sílice también pueden estar involucradas, dado que la reactividad no solo depende de la composición mineralógica si no también de los mecanismos de formación del agregado y del grado de deformación del cuarzo.

La cantidad de agregado reactivo requerido para que la reacción ocurra puede variar ampliamente de acuerdo al tipo de agregado, variación en el porcentaje, tamaño y tipo del agregado reactivo a través de la sección de la estructura. Algunas formas reactivas de sílice tienen una pésima concentración, por encima o por debajo con la cual la reacción es menos severa.

A medida que la temperatura se incrementa, la magnitud de la reacción ASR se incrementa. Con determinados materiales del concreto y para determinadas proporciones, la reacción tendrá lugar mucho más rápido bajo

condiciones más cálidas. Mientras que este factor no haya sido cuantificado, se deberá tener en cuenta cuando se quiere prevenir la reacción ASR.

4.4.- PETROGRAFIA DEL AGREGADO REACTIVO

Existen muchas formas de identificar que un agregado es suceptible a la reacción álcali-sílice. El procedimiento más confiable para lograrlo es verificar los registros disponibles de servicio en obra del agregado en cuestión, sin embargo, para que estos registros sean válidos para este propósito, esta verificación debe ir acompañada de la inspección de estructuras de concreto de 10 años o más de antiguedad que fueron hechas con agregados de la cantera en cuestión, cementos de similar nivel de álcalis, y otros componentes del concreto, todos en proporciones similares a los componentes que se desea emplear.

Las condiciones de exposición de las estructuras inspeccionadas deben ser al menos tan severas como las condiciones a las que estará sometido el concreto propuesto, para de esta manera apreciar las manifestaciones de deterioro a causa de la ASR (agrietamiento en forma de mapa, desplazamiento causado por la expansión, exudación, depósitos de gel álcali-sílice, o bordes de reacción alrededor de las partículas de agregados que podrían presentarse en superficies descascaradas o astilladas o la falta de ellas.

En la práctica es muy difícil contar con un registro de obra satisfactorio que agrupe todas las condiciones anteriormente mencionadas o los agregados pueden no contar con un registro, en ese caso, los agregados deben ser ensayados por alguno de los métodos descritos más adelante.

Es importante tener presente que un comportamiento satisfactorio de un agregado en obra puede no ser una garantía del futuro comportamiento si los materiales previamente empleados, incluyendo composición del agregado, del cemento, y componentes y proporciones de la mezcla de concreto han cambiado. Si este es el caso, deben emplearse métodos más severos de evaluación de los materiales a fin de asegurar que la ASR destructiva no ocurra en la construcción programada.

La petrografía de los agregados que tienen capacidad reactiva es analizada empleando términos petrográficos, los cuales usualmente no son familiares para el ingeniero. Estos términos serán explicados en la medida que ello sea posible. Los agregados reactivos tienen constituyentes los cuales pueden ser clasificados en dos grandes categorías:

a) Formas naturales de sílice esencialmente pura, la cual se encuentra en minerales, mineraloides, y rocas volcánicas; y
b) Minerales silíceos sintéticos o artificiales.

La reactividad de un agregado, esto es "su capacidad de reaccionar rápida o lentamente", e igualmente la cantidad de álcalis equivalentes de sodio en el concreto necesaria para que pueda reaccionar, dependen de la composición, origen geológico, y características de la textura de las rocas de las cuales deriva el agregado. Dolar-Mantuani, en 1983, ha estudiado con detenimiento este aspecto y los trabajos de Morgan en 1993 lo han confirmado.

Con respecto a los agregados reactivos con los álcalis, dependiendo del tiempo, temperatura y tamaño de las partículas, todos los silicatos o minerales de sílice, tanto como la sílice en forma hidratada (ópalo) o amorfa (obsidiana, vidrio de sílice), pueden reaccionar con las soluciones alcalinas, a pesar que un gran número de ellas reaccionan sólo de una manera insignificante.

Los feldespatos, piroxenos, hornablendas, micas y cuarzos, que son los minerales constituyentes de los granitos, gneiss, esquistos, areniscas y basaltos, son clasificados como inocuos. El òpalo, obsidiana, cristobalita, tridimita, calcedonia, horsteno, rocas volcánicas criptocristalinas (andesitas y riolitas), y cuarzos metamórficos son considerados reactivos, generalmente en el orden decreciente en que se les ha mencionado.

La reactividad no sólo depende de la mineralogía, sino también de los mecanismos de formación del material de los agregados, y del grado de deformación del cuarzo. Los agregados que son inherentemente inocuos pueden volverse peligrosos si presentan revestimientos superficiales. Estos revestimientos pueden contener algún material, tal como el opalo, suceptible

de reaccionar con los álcalis del cemento. El revestimiento también puede contener sales de sodio o potasio, que de disolverse puede contribuir a reacciones químicas peligrosas con los agregados reactivos.

Ya Stanton en 1940 estableció que el ópalo, ya sea solo o como un compuesto de las rocas, es posiblemente el material natural más reactivo en el fenómeno álcali-sílice, Tal como es descrito en la Norma ASTM C 294, el ópalo es "una forma hidratada de sílice ($SiO_2.nH_2O$) que ocurre dentro de la forma característica o composición interna cristalina tal como son determinadas por métodos visuales comunes", con 3% á 9% de agua, que ocurre sin una forma característica o un arreglo cristalino interno. Pequeños porcentajes de silicato opalino, presentes en agregados que desde otro punto de vista serían inobjetables, han dado origen a expansiones excesivas y rápido deterioro.

Opticamente, el ópalo es incoloro con tendencia al gris o marrón. Su índice de refracción varía de 1.40 á 1.46, debiéndose la variación a su contenido de agua, tal como lo estableció Mather en 1945. Su forma es una masa de cristales redondeados, relleno de cavidades, o como reemplazo de madera, materia orgánica, o de feldespatos. En la mayoría de los casos se presenta en una forma masiva sin una estructura particular a pesar que el ópalo está dentro de varias categorías cristalográficas. Algunos opalos se presentan completamente amorfos, mientras que otros, de acuerdo a los estudios de Diamond en 1976, están compuestos de cristobalita pobre o moderadamente bien cristalizada, cristobalita-tridimita desordenada y entremezclada, o tridimita desordenada.

El ópalo se presenta, generalmente, en rocas sedimentarias, especialmente horstenos y es el principal constituyente de la diatomita. También puede encontrarse como constituyente secundario de muchas rocas típicas o puede presentarse en forma de inscrustaciones en las partículas de arena o grava. En la mayoría de los casos se presenta en forma masiva sin una estructura en particular a pesar que el ópalo está dentro de varias categorías cristalográficas.

En general, parece que cantidades relativamente pequeñas de este material en el agregado dan expansiones mayores que cantidades más altas.

Esto no quiere decir que con otros materiales reactivos, o aún con los mismos materiales reactivos y cementos de diferente contenido de álcalis, la expansión máxima pueda ser igual u ocurrir en las mismas proporciones. La expansión del concreto y la cantidad de ópalo que proporciona una expansión máxima pueden depender en forma significativa de la fineza del ópalo. Por ello, es necesario ser prudente antes de concluir, que todos los agregados reactivos podrían, bajo similares circunstancias, exhibir la misma curva de expansión.

La Norma ASTM C 294 describe a la calcedonia como "una forma de sílice fibrosa y microcristalina". La calcedonia ha sido considerada, ya sea como un mineral diferente o como una variedad de cuarzo. Ella se presenta en forma masiva, como un relleno de cavidades, como un material cementante, o como un material de reemplazo de fósiles y ópalo en la diatomita. A menudo es el constituyente principal del horsteno. Su índice de refracción varía entre 1.534 y 1.538; valor que es menor al índice de refracción del cuarzo. La calcedonia es de un color incoloro a más bajo que el marrón pálido y a menudo blanco azulado cuando refleja la luz. De acuerdo a los estudios de Kerr en 1959, se extiende en forma paralela a la longitud de la fibra.

De acuerdo a los estudios de Dolar-Mantuani, en 1975 el cuarzo, cristalinamente visible al ojo, normalmente no es reactivo. Sin embargo, de acuerdo a Diamond en 1976, hay indicaciones que el cuarzo que no es deformado, si él presenta determinadas irregularidades o inclusiones, puede reaccionar lentamente y expandirse si tiene tiempo y exposición suficientes a condiciones alcalinas. Cuarzos microcristalinos a criptocristalinos (con una fineza tal que los cristales no pueden ser vistos con una lente de aumento), cuando se presentan como componentes de algunos horstenos, se ha encontrado que son extremadamente suceptibles a la reacción.

El cuarzo altamente fracturado, tal como se presenta en cuarzitas y gneisses, y el cuarzo agrietado son igualmente reactivos. Los estudios relacionados a las propiedades ópticas de los cuarzos presentes en barras de mortero indican una aparente correlación que se basa en ángulos de extinción del cuarzo partido, tal como lo demostró Mather en 1973. Sin embargo, Grattan en 1992, sugirió que ésta aparente correlación podría ser debida a la presencia de cuarzo microcristalino en rocas las cuales contienen

granos quebrados de cuarzo macrocristalino. La caracterización de agregados reactivos conteniendo cuarzo quebrado ha sido investigada por Mullick en 1985 empleando el microscopio electrónico y el espectroscopio infrarrojo.

La cristobalita se encuentra en minúsculos cristales cuadrados o en agregados en las cavidades de la obsidiana, riolita, andesita y basalto. Ella también se presenta como un constituyente de algunos especímenes del ópalo. La cristobalita ha sido reportada por MacCaffery en 1927 como un constituyente de algunas escorias de alto horno y, por lo tanto, la composición de las escorias cuando son consideradas para su uso como un agregado, deberá ser comprobada. La disminución de color en secciones delgadas es seudo isométrica en el sentido que tiene la apariencia y no las propiedades ópticas de los cristales isométricos, Su índice de refracción varía entre 1.484 y 1.487.

La tridimita se presenta en minúsculos cristales bien formados, como relleno de cavidades en rocas igneas volcánicas, tales como la obsidiana, la riolita, la andesita, y como un agregado cristalino poroso. Sus cristales tienen 6 lados, es ortorómbica, delgada y tubular, con características similares a las de los cristales interformados en forma de cuña. En la ausencia de este tipo de cristales la tridimita tiende a confundirse con la cristobalita, sin embargo, el índice de refracción de los cristales individuales ayuda al diagnóstico. Para la tridimita, según Kerr en 1980, el indice de refracción es menos de 1.480, para la cristobalita, según el mismo investigador, es mayor de 1.480. Los índices principales para la tridimita son 1.469 y 1.473

Los vidrios volcánicos se presentan en virtualmente todas las rocas volcánicas. Las rocas igneas son clasificadas como ácidas si ellas contienen más del 66% de sílice; intermedias si su contenido de sílice varía de 52% a 66%; y básicas cuando el contenido de sílice es menor del 52%. De acuerdo a Williams en 1954 y Mather en 1948, los valores indicados corresponden a índices de refracción menores de 1.57 para vidrios ácidos e intermedios y mayores de 1.57 para vidrios básicos.

Los vidrios ácidos e intermedios tienden a tener reactividad alcalina, la misma que tiende a disminuir conforme el volumen de sílice disminuye. Así, los altos contenidos de cristales de sílice de las riolitas, dacitas y andesitas

(piedra pómez y obsidiana) son más reactivos, mientras que los vidrios basálticos son menos reactivos. Los basaltos que contienen vidrio intersticial altamente siliceo tienen una reactividad álcali-sílice lenta, y producen la expansión y el agrietamiento en mapa típicos de la ASR.

El horsteno es un término general que se aplica a rocas siliceas de grano fino, de diferentes colores, compuestas de cuarzo microcristalino o criptocristalino, calcedonia, ópalo, o mezclas de estos constituyentes. El horteno puede variar de denso a poroso. El horsteno denso es duro, con lustre verdoso y fractura conchoidal. Las partículas de horteno pueden ser grises, marrones, blancas, rojas, verdes, azules, o negras.

Mather en 1948 y posteriormente la Norma ASTM C 294 han definido variedades de cuarzo, tales como la agata y la novaculita basándose en el color. Las variedades porosas son usualmente frágiles, de colores claros, y tienen una fractura astillosa. Además de su reactividad potencial con los álcalis del cemento, el horsteno poroso puede causar agrietamiento o ampolladuras en el concreto si se congela cuando está saturado criticamente, tal como lo demostró Mielenz en 1956.

El horsteno se presenta como nódulos, lentes, o lechos en rocas sedimentarias calcareas o no calcareas, y como partículas discretas en arena y grava. El horsteno impuro comunmente se presenta en calizas silicosas, tal como fue demostrado por Diamond en 1976. Muchos horstenos presentan reactividad álcali-sílice. El grado de reactividad depende de diversos factores, incluyendo la composición mineralógica y la estructura interna del horsteno, la cantidad de material reactivo relacionada a la del total del agregado, y la distribución del tamaño de las partículas. Además de su reactividad potencial con los álcalis del cemento, el horsteno poroso puede causar agrietamiento o ampolladuras en el concreto si se congela cuando está saturado críticamente.

Las rocas volcánicas ácidas e intermedias que tienen reactividad álcali-sílice incluyen algunas riolitas, dacitas, latitas y andesitas. Los pórfidos, considerados como rocas con grandes cristales en una matriz de grano fino, y la tufas, consideradas como rocas compuestas de fragmentos volcánicos compactados de estos tipos de rocas, también pueden tener reactividad

alcalina. Algunos vidrios y rocas volcánicas básicas han sido identificados por Gudmundson, en 1971, como que tienen también reactividad álcali-sílice. Los basaltos conteniendo vidrio intersticial altamente silicio tienen una reactividad álcali-sílice ligera y producen la expansión y agrietamiento típico en forma de mapa del ASR en el concreto.

Las argillitas son rocas sedimentarias metamóficas que pueden reaccionar con los álcalis del cemento para causar expansión y agrietamiento. La composición mineralógica de estas rocas es principalmente cuarzo, feldespato y filosilicatos (tales como la mica). Se ha determinado, por Gillot en 1973, minerales asociados que incluyen la magnetita, la hematita, la pirita, el grafito, y la turbalina. Regourd en 1981 indicó que los carbones minerales también pueden estar presentes en las filitas y los esquistos.

El componente reactivo de estas rocas es un cuarzo finamente dividido, el cual presenta algunas veces intrusiones, tal como lo demostró Dolar-Mantuani en 1983. Thompson en 1994 y DeMerchant en 1995 demostraron que el componente reactivo de estas rocas, por ser un cuarzo microcristalino finamente dividido, presenta forma ondulatoria y, algunas veces, inclusiones de fluídos.

La heulandita, comprendida en el grupo de minerales de la zeolita, es un silicato hidratado, blando, generalmente blanco o ligeramente coloreado, que se presenta como relleno secundario en cavidades o en fisuras de rocas.

La obsidiana, la piedra pomez y la perlita son rocas ígneas compuestas principalmente de cristales, las cuales han sido nominadas sobre la base de textura. La obsidiana es un cristal natural denso; la piedra pomez es una espuma vitrea llena de oquedades; la perlita es una lava silícea o vítrea de brillo nacarado que contiene 2% á 5% de agua. Todas ellas pueden reaccionar con los álcalis del cemento. La causa principal de la expansión a largo plazo de la perlita es la expansión en su rehidratación, siendo secundario el intercambio iónico. En el caso de los agregados que contienen perlita, los factores que contribuyen a la velocidad de expansión son:

1.- La naturaleza del material crudo.

2.- La densidad del agregado y su contenido de agua latente en

el momento de su empleo.

3.- La humedad relativa de la atmósfera, así como la higroscopicidad de la mezcla.

4.- La temperatura a la cual el material crudo es procesado tiene efecto, probablemente indirecto, sobre la velocidad de reacción.

Existen materiales sintéticos que pueden ser potencialmente reactivos, entre los que se encuentran el ladrillo y el vidrio sintético, y que se pasará a describir inmediatamente:

El principal constituyente de los ladrillos de sílice es tridimita combinada con cristobalita que está igualmente presente, tal como lo demostró Kerr en 1959. Los ladrillos de sílice son preparados empleando cuarzita finamente molida de bajo contenido de hierro.

En 1987 Mukherjee y Biskley determinaron que muchos vidrios sintéticos tenían reactividad álcali-sílice. El agregado empleado como agregado reactivo estándar, de acuerdo a la Norma ASTM C 441, es un pirex. Este vidrio contiene cerca del 80% de SiO_2. Los vidrios sintéticos generalmente son ópticamente isotrópicos, excepto por intrusiones menores y granos anisotrópicos ocasionales debidos a recristalización o fusión incompleta. De acuerdo a Meissner, en 1942, el índice de refracción varía de 1.510 á 1.555

Los agregados que son inherentemente inocuos pueden volverse peligrosos debido a revestimientos superficiales. Estos revestimientos pueden contener algún material, tal como el ópalo, suceptible de reaccionar con los álcalis del cemento. El revestimiento también puede contener sales de sodio o potasio las cuales, si se disuelven, pueden contribuir a reacciones químicas peligrosas con aquellos agregados que tienen reactividad alcalina, tal como lo determinó Stanton en 1942.

4.5.- MEDIDAS PARA PREVENIR LA ASR

4.5.1.- ASPECTOS GENERALES

Se debe hacer una distinción entre la ASR y la expansión resultante de

la reacción. El gel de la ASR se puede formar como resultado de la reacción, pero no es siempre una causa directa del deterioro observado en el concreto. La ASR y la subsiguiente expansión del concreto ocurren solamente cuando se presentan las siguientes condiciones:

1. **El concreto está suficientemente húmedo en servicio.**
2. **El concreto contiene agregados con componentes silíceos que son reactivos al álcali-sílice. Estos componentes pueden incluir minerales silíceos entre capas, los cuales pueden causar expansión en algunos casos, pero generalmente, reaccionan a una tasa muy baja. La cantidad de agregado reactivo requerido para que la reacción ocurra puede variar ampliamente de acuerdo al tipo de agregado y otros factores que no están totalmente entendidos. Algunas formas reactivas de sílice tienen una pésima concentración, por encima o por debajo con la cual la reacción es menos severa.**
3. **Una fuente suficiente de álcalis, sodio y potasio, la que estando disponible puede:**
    1) **incrementar el pH del flujo de poro al permitir que más iones hidróxido permanezcan en la solución (este pH mucho más alto de la solución de poro incrementa la solubilidad del sílice reactivo); y**
    2) **reaccionar con el sílice disuelto para formar el gel álcali-sílice.**

Las estrategias para prevenir la expansión por la ASR se enfocan en controlar una o más de las tres condiciones precedentes, las cuales son:

1. **Control de la humedad disponible.**
2. **Control del tipo y la cantidad de los componentes silíceos potencialmente reactivos en el agregado, o en el concreto.**
3. **Disminución el pH del flujo de poro del concreto, para de esa manera disminuir la solubilidad del sílice en el flujo de poros.**

Esto se puede hacer disminuyendo la cantidad de Na_2O disponible debido a que esto bajará el pH.

Stark en 1991 confirmó que las estructuras de concreto expuestas al medio ambiente o en contacto con el terreno, generalmente, son suficientemente húmedas internamente para promover la ASR y su posterior expansión. El agua en los poros del concreto transporta los álcalis y los iones hidróxido hacia lugares en donde se encuentran los agregados reactivos.

Posteriormente, el producto de reacción del gel de la ASR, formado como resultado de la reacción, absorbe agua y se expande, de este modo causa la mayor parte de la expansión en el concreto. Mantener el concreto seco reducirá el potencial de formación del gel por ASR, su posterior incremento y deterioro. Como tema práctico, esto sólo es posible para concretos interiores en edificios, o concretos sobre el terreno en climas secos.

De acuerdo a Stark en 1991, una medida de la humedad relativa del concreto es que habrá suficiente humedad disponible para la expansión si la humedad relativa interna del concreto excede el 80%, la cual está referida a una temperatura en el rango de 21° a 24° C. Estructuras de concreto como pavimentos en carreteras y puentes, estacionamientos, y estructuras que retienen agua y las que se encuentran bajo el agua son las más susceptibles a la expansión.

En 1992, Swamy indicó que en regiones áridas, para concreto en contacto con el terreno, aproximadamente a 50 mm de la superficie exterior, éste podría secarse hasta un límite menor que el de la humedad crítica relativa. Sin embargo, esto podría incrementar la concentración de los álcalis en la superficie y así iniciar la reacción.

Reducir la permeabilidad del concreto a la humedad externa y soluciones salinas pueden reducir el potencial de expansión. Esto puede lograrse usando una mezcla de concreto con una baja relación de agua-cementante el cual resultará en un concreto con baja permeabilidad, y asegurándose de brindar un curado adecuado.

Durand y Chen en 1991 establecieron que el concreto con baja permeabilidad reducirá la movilidad del ion y retardará la reacción. Sin embargo, hay algunos efectos negativos que presenta una baja permeabilidad. El menor contenido de agua resultará en una mayor

concentración de álcalis en la solución de poro en el concreto. También, el reducido espacio de los poros de una pasta con baja relación agua-cemento no será capaz de acomodar una gran cantidad de expansión del gel sin producir daños.

Tal como observaron Durand y Chen en 1991, y Berube y Chouinard en 1996, en estos casos, pueden ser observadas grandes expansiones. En general, una mejor manera de reducir la permeabilidad del concreto es usando adiciones en la mezcla, las cuales no tienen el efecto negativo de simplemente reducir el contenido de agua.

Tanto Durand y Chen en 1991, como Stark en 1993 descubrieron que aplicar un revestimiento o un sellador en la superficie del concreto podría ser una opción viable para reducir la expansión si el concreto no está en contacto con una fuente de humedad. Los selladores limitarán el ingreso de la humedad y minimizarán el incremento del gel de la ASR. La efectividad de un sellador se reducirá cuando éste se aplique a un concreto agrietado.

Típicamente, el sellador debería ser aplicado después que el concreto ha tenido tiempo de secar a un nivel de humedad por debajo del requerido para que ocurra la reacción y la expansión, debido a que la humedad que se encuentra sellada dentro del concreto puede incrementar la expansión. Los selladores que permiten escapar y entrar el vapor de agua, pero previenen el ingreso de la humedad, han sido desarrollados y pueden ser muy útiles.

Las evaluaciones de selladores que cuentan con una gama de mecanismos, los cuales incluyen metacrilato, estudiado por Kamimoto y Wakasugi en 1992; y silanes y siloxanos, han sido llevados, con logros limitados en sus aplicaciones en laboratorio y en campo, tal como lo han demostrado Durand y Chen en 1991; y Berube y Chouinard en 1996. En general, el costo de estos materiales limita su uso.

No todos los agregados son susceptibles al deterioro causado por la ASR, y por lo tanto, la seriedad del problema, frecuentemente, depende del agregado disponible. Sin embargo, rechazar agregados que contienen minerales reactivos o rocas no es una opción económica en muchas regiones. Los componentes silíceos reactivos son discutidos en la sección 4.

El registro del servicio de una fuente de agregado es extremadamente útil al determinar si existe un problema potencial.

Evaluar si existen estructuras de concreto con composiciones de materiales similares (incluyendo los niveles de álcalis del cemento), proporciones de la mezcla, y condiciones de servicio es necesario para establecer el registro de servicio en campo de un agregado. Un examen petrográfico, de acuerdo a la Norma ASTM C 856, del concreto en campo que contiene el agregado en cuestión debería ser parte de la evaluación. El concreto evaluado deberá haber estado en servicio por al menos 10 años.

Cuando una nueva fuente de agregado está siendo evaluada, un examen petrográfico, de acuerdo a la ASTM C 295, de una muestra representativa de agregado es útil para determinar su potencial para causar reacciones dañinas en el concreto y el planear procedimientos correctivos, en el caso de ser reactivo. EL examen petrográfico de los agregados deberá identificar cualquier componente potencialmente reactivo y estimar su cantidad.

Dependiendo de los procedimientos usados, un examen petrografico podría no detectar pequeñas cantidades de material reactivo, como granos de ópalo o horsteno en calizas o como recubrimientos de partículas de agregados. La U.S Army Corps of Engineers en 1994 ha publicado recomendaciones para los límites máximos de los componentes reactivos en una muestra de agregado. Las conclusiones de un examen petrográfico deberán ser confirmadas por uno o más ensayos de expansión, como se discute en la Sección 4.6

Dolar-Mantuani en 1983, y posteriormente Kosmatka y Fiorato en 1991 determinaron que si un agregado tiene el potencial de causar deterioro por la ASR, se pueden emplear muchas estrategias beneficiosas:

1.- Diluir la concentración de sílice reactiva mezclando componentes reactivos y no reactivos. Por ejemplo, “el ablandamietno de la caliza” ha sido exitoso en algunas áreas de los Estados Unidos, donde grava potencialmente reactiva se mezcla con calizas inofensivas. Sin embargo, para algunos componentes rápidamente reactivos, como el ópalo, el mezclado podría

producir una pésima concentración de los componentes reactivos que empeoren la situación.

2.- **Seleccionar la cantera, a pesar de que en muchos casos es difícil de conseguir en campo, puede ser una técnica empleada para evitar estratos de roca que son identificados como potencialmente reactivos.**

3.- **Separar por medios pesados, técnica que ha sido usada satisfactoriamente en casos donde el material reactivo tiene una baja densidad, como horstenos opalinos intemperizados. Tales técnicas beneficiosas pueden incrementar significativamente el costo de los agregados procesados.**

4.- **Lavado y restregado para remover algunos de los recubrimientos reactivos, y posiblemente algunos de los finos reactivos si a esta operación le sigue la trituración final. El lavado es particularmente efectivo, y en muchos casos necesario, para remover sales de sodio o potasio (fuentes del ion álcali) cuando el agregado es dragado de ambientes marinos.**

5.- **Algunos finos reactivos pueden actuar como puzolanas, y reducir la posibilidad de la expansión excesiva debido a la ASR. Esta ventaja potencial debe ser evaluada realizando ensayos para determinar el papel que los finos reactivos desarrollarán.**

6.- **Tratar químicamente los agregados podría reducir su potencial para reaccionar. Esto podría lograrse mediante una técnica de recubrimiento o neutralización química de la superficie reactiva. Esto puede ser una nueva área de investigación. Por ejemplo, Hudec y Larbi en 1989 reportaron que humedecer los agregados reactivos con una solución de fosfato cálcico alcalino y después secarlos reduce las expansiones.**

7.- **Reducción del tamaño máximo del agregado, lo cual reduce de alguna manera la expansión causada por la reacción álcali sílice.**

Los métodos más convenientes necesitan ser elegidos basándose en el tipo de material reactivo, condiciones de operación, y economía. La estrategia escogida puede ser única para una región en particular o para un tipo en particular de depósito de agregados.

El procedimiento comúnmente utilizado para minimizar el potencial de

deterioro de la ASR es controlar el contenido de álcalis de los componentes del concreto, así para de esta manera, reducir la concentración del ion hidróxido (y por lo tanto el pH) de la solución de poro del concreto. Debido a que algunas formas de sílice son más susceptibles a la ASR que otras, la concentración requerida del ion hidróxido efectivo variará.

Diversos investigadores ya han establecido que el principal componente del concreto que contribuye con los álcalis es el cemento Pórtland. El contenido de álcalis del cemento depende principalmente de la naturaleza de las materias primas disponibles y, por lo tanto la disponibilidad de cementos de bajo contenido de álcalis podría estar limitada en algunas zonas. Los cementos con mayores contenidos de álcalis producen mayores expansiones con el mismo agregado al ser ensayados en la barra de mortero o el prisma de concreto.

La Norma ASTM C 150 recomienda el uso de un cemento con bajo contenido de álcalis (menor de 0.6% como Na2Oc) con un agregado potencialmente reactivo, sin embargo emplear un cemento con bajo contenido de álcalis no es, por si solo, suficiente para controlar la reactividad álcali-sílice, y se deben tomar medidas adicionales, como las indicadas en los siguientes puntos.

Para agregados altamente reactivos muchas veces es necesario disminuir el límite máximo del contenido de álcalis en el cemento hasta 0.40%, ya que se han presentado casos en los que valores superiores a éste y menores de 0.6% han producido expansiones en el concreto a causa de la ASR.

Cantidades más pequeñas de álcalis son contribuídas por las puzolanas o escorias; sin embargo, los álcalis solubles en agua deben ser empleados en el cálculo. Sin embargo, cenizas volcánicas con contenidos de álcalis por encima del 5% podrían contribuir con cantidades significativas de álcalis a la solución de poro presente en el concreto.

El agua de mezcla (particularmente si se usa agua de mar o agua salobre), algunos aditivos químicos (como aditivos reductores de alto rango, reductores de agua que contienen sodio usados en grandes dosis mayores a

1300 ml/100 kg de cemento), tal vez algunos feldespatos de sodio y potasio en agregados, y agregados dragados de ambientes marinos salobres pueden contribuir con álcalis. Los álcalis también pueden ser lixiviados dentro de la solución de poro del concreto desde ciertos tipos de agregados, tal como lo determinaron Grattan-Bellew en 1994; Kawamura en 1989; Stark y Batí en 1986 y Berube en 1996. Fuentes externas de álcalis que estarán expuestas a sales de descongelamiento y a exposición marina en servicio también deberán ser tomadas en consideración.

Diamond en 1989 demostró que la concentración del ion hidróxido, o la alcalinidad, de la solución de poro de la pasta de cemento endurecida está relacionada al contenido de álcalis del cemento Pórtland y Helmuth, en 1993, a la relación agua-cemento. Cementos con altos contenidos de álcalis producen grandes expansiones con el mismo agregado en el ensayo de la barra de mortero o el prisma de concreto.

La Norma ASTM C 150 recomienda el uso opcional de un cemento con bajo contenido de álcalis (un contenido de álcalis menor al 0.60% de Na_2O_e) con un agregado potencialmente reactivo. Sin embargo, han sido reportados casos donde el uso de cementos dentro de este rango del contenido de álcalis han producido expansiones en el concreto debido a la ASR, tal como fue demostrado por Hadley en 1968; Stark en 1980; Tuthill en 1980; Oslo y Dusenberry en 1992; Grattan-Bellew en 1981; Rogers en 1990; y Morgan en 1990.

Gebhard, basándose en una encuesta efectuada en 1994 encontró que el promedio del contenido de álcalis de los cementos portland comercializados en los Estados Unidos y Canadá es de aproximadamente 0.55% de Na_2O_e, y varía desde 0.05 a 1.2%. El contenido de álcalis, principalmente, depende de la naturaleza de las materiales primas disponibles, y por lo tanto, la disponibilidad de cementos de bajo contenido de álcalis podría estar limitada en algunas regiones. Los cementos peruanos están, al mes de Marzo del 2004, en el orden de 0.5 á 1.2%.

Además, regulaciones ambientales han requerido a la industria cementera modificar los sistemas de horno y reincorporar, en lugar de desechar, el polvo de horno, rico en álcalis, haciendo difícil reducir el

contenido de álcalis de los cementos, tal como los estableció Johansen en 1989.

El agua de mar no debe ser utilizada como agua de mezcla para concretos que contengan agregados reactivos. El cloruro de sodio y el sulfato de magnesio del agua de mar reaccionan con el aluminato de calcio del cemento para formar sales complejas e hidróxidos alcalinos. De forma similar las aguas en suelos alcalinos , u otras que contengan cantidades significativas de álcalis, no deben ser utilizadas, ya que los álcalis adicionales estarían disponibles para reaccionar con los agregados reactivos.

4.5.2.- ADICIONES

Desde que Stanton en 1940 presentó el primer reporte de ASR, la investigación ha indicado que las expansiones dañinas debido a la ASR podrían ser reducidas utilizando en el concreto puzolanas no procesadas o puzolanas naturales calcinadas. Investigaciones más recientes han confirmado que el uso de materiales puzolánicos como puzolanas no procesadas o naturales calcinadas, escorias de alto horno finamente granuladas, cenizas volcánicas, microsílices, cenizas de cáscara de arroz, y meta-caolín son efectivos para minimizar el potencial de expansión excesiva del concreto debido a la ASR. Thomas en 1995 ha documentado el buen desempeño de estructuras de concreto de al menos 25 años hechas con agregados reactivos y con un 20 a 30% de reemplazo del cemento por cenizas.

Los efectos de las adiciones dependerán de cada una de ellas en particular, la reactividad del agregado, y el contenido de álcalis del cemento Portland. En general, los agregados que contienen formas de sílice más rápidamente reactivas requerirán mayores cantidades de reemplazo de adiciones. Por lo tanto, la efectividad de la combinación puzolana-cemento o cemento-escoria deberá ser ensayada antes de su uso. Los ensayos deberán verificar si la adición reduce la expansión potencial, así como establecer el nivel de reemplazo que controlará la expansión con el agregado, cemento y contenido de cemento que está siendo usado. Otras características del concreto, como el tiempo de fraguado y resistencia, también deberán ser ensayadas para verificar si estos son afectados adversamente.

El mecanismo por el cual un material puzolánico o escoria reduce el potencial de deterioro debido a la ASR varía con el tipo usado y puede ser la combinación de uno o más de los siguientes puntos:

1. **Cuando el cemento es parcialmente reemplazado por una adición con un contenido bajo de álcalis, la contribución total de álcalis del material cementicio es reducida. El uso de puzolanas o escorias de altos hornos con cementos cuyos contenidos de álcalis son iguales o menores del 0.6% ha sido recomendado y requerido por algunas organizaciones.**
2. **El producto de la reacción cemento-puzolana o el producto de la hidratación de la escoria tiene una relación de $CaO:SiO_2$ (C/S) mucho menor que el producto de la reacción de los silicatos cálcicos del cemento Portland. Este gel hidratado de silicato cálcico (C-S-H) tiene una mayor capacidad para atrapar álcalis y reducir el pH del flujo a los poros del concreto.**
3. **Las reacciones puzolánicas al consumir el hidróxido de calcio, un abundante producto de hidratación en el concreto, permiten que el gel de la ASR forme una pasta con cantidades pequeñas de hidróxido de calcio, por lo cual las características de expansión de ésta serían mucho menores.**
4. **La reacción puzolánica o la hidratación de la escoria al reducir la cantidad de hidróxido de calcio produce una pasta mucho más densa y una cantidad adicional de gel C-S-H. Esto es particularmente significativo debido que ocurre en la interfase pasta-agregado. Este efecto reduce la movilidad de los iones y posiblemente reduce la tasa de la reacción. Esta también hace al concreto menos permeable a la humedad y álcalis externos.**

Es importante tener en cuenta que antes de emplear cualquier tipo de adición debe verificarse si ésta reduce la expansión potencial y, a la vez, debe establecerse el nivel de reemplazo que controlará la expansión con el agregado en cuestión y con el tipo y contenido de cemento a ser empleado. También deben ser ensayadas otras características del concreto, tales como el tiempo de fraguado y resistencia, para verificar si éstas son afectadas adversamente.

Para determinar la efectividad de reducción de las expansiones en el concreto producto de la reacción álcali-sílice de una adición mineral se emplea el método de ensayo descrito en la Norma ASTM C 441. Este ensayo califica el tipo de adición, más no determina las cantidades mínimas efectivas. En este ensayo la evaluación se basa en la expansión que se desarrolla en barras de mortero de una mezcla de control (400 gr. de un cemento con alto contenido de álcalis y 900 gr. de vidrio de pirex) y barras de mortero de una mezcla de ensayo producto de la combinación de cemento portland con alto contenido de álcalis, una adición mineral y un agregado reactivo (vidrio pirex), almacenadas bajo ciertas condiciones de ensayo.

En el caso que se ensayen adiciones minerales, las barras de mortero de la mezcla de ensayo son preparadas con 300 gr. de un cemento con alto contenido de álcalis, una masa de adición mineral con un volumen absoluto igual al volumen absoluto de 100 gr. de cemento portland. En el caso que se ensayen escorias, las barras de mortero se preparan con 200 gr. de cemento, una masa de escorias con un volumen absoluto igual a 200 gr. del cemento y 900 gr. de vidrio Pirex. Para ambos casos la cantidad de agua de mezcla será la necesaria para producir un flujo entre 100 y 115, de acuerdo a la Norma ASTM C 109. Las adiciones ensayadas califican como efectivas si el empleo de ellas en las barras de mortero reduce la expansión por debajo de un límite de expansión pre-establecido.

La Norma ASTM C 311, en los puntos 31 y 32 y el Apéndice X1, proporciona un método de ensayo que evalúa la efectividad de la combinación de una adición mineral (ceniza o puzolana natural) y del cemento con bajo contenido de álcalis a ser empleado. Este método de ensayo es una modificación del ensayo de la Norma ASTM C 441; en él la mezcla de control será como la requerida por la Norma ASTM C 441 excepto que el cemento de control debe tener un contenido de álcalis menor a 0.6%.

La cantidad combinada de cemento y adición mineral de la mezcla de ensayo debe tener un total de 400 gr. junto con 900 gr. del agregado de vidrio Pirex y suficiente agua para obtener un flujo de 100 á 115%. Es necesario hacer mezclas de ensayo con diferentes porcentajes de cenizas o puzolanas naturales para determinar la cantidad mínima necesaria que puede ser considerada "efectiva" al reducir la expansión hasta el nivel producido por la

mezcla de control con un cemento con bajo contenido de álcalis. La cantidad mínima de ceniza o puzolana natural debe ser de al menos 15% de la masa de material cementante. Esta cantidad efectiva de la adición mineral puede entonces ser usada en concreto para controlar la ASR con cementos con contenido de álcalis que no excedan más del 0.05% del contenido de álcalis del cemento usado en la mezcla de ensayo.

El vidrio de Pirex es un material muy reactivo, y si la combinación cemento-adición mineral puede controlar su expansión, entonces debería trabajar con agregados naturales. Sin embargo, algunos investigadores han cuestionado el uso del cristal de Pirex porque éste contiene álcalis que podrían ser liberados dentro de la solución de poro y además es sensible a las condiciones de ensayo. Otros investigadores han indicado que el ensayo acelerado de la barra de mortero también podría ser usado para establecer las cantidades efectivas mínimas de puzolana o escoria.

Durante el período de ensayo de ambos métodos (dos semanas), las puzolanas o escorias son improbables de reaccionar a una magnitud que reproduzca el mecanismo real que ocurre en un concreto en obra, por lo tanto, es recomendable que este período sea mayor. Es recomendable que cualquier estudio de este tipo se lleve a cabo correlativamente con ensayos de laboratorio y el comportamiento de concretos sujetos a exposición en campo.

Las puzolanas naturales incluyen materiales siliceos amorfos ocurridos naturalmente, o materiales procesados para obtener sílices amorfas identificadas como puzolanas clase N en la Norma ASTM C 618. En los Estados Unidos el uso de puzolanas naturales ha sido poco frecuente en los últimos tiempos. Históricamente, una de las puzolanas naturales comunmente más usadas han sido las cenizas volcánicas.

Calcinar algunos materiales siliceos a temperaturas de 1000° C pueden producir un material puzolánico. Algunos de estos incluyen esquisto calcinado, ciertas pumicitas y tufas, ópalo, ceniza de cáscara de arroz, metacaolín, y tierra diatómitica. Materiales finamente pulverizados que contienen cristal volcánico, ópalo, caolinita y arcilla esmectita, podrían ser usados sin calcinarlos para producir materiales puzolánicos que puedan ser efectivos controlando la expansión de la ASR . Recientemente, la caolinita

calcinada (metacaolinita) ha sido encontrada como efectiva minimizando la expansión causada por la ASR.

Las puzolanas naturales pueden tener características significativamente variables, y no se pueden hacer recomendaciones para su uso sin el respectivo ensayo. Las puzolanas naturales de la Clase N de la Norma ASTM C 618, han sido poco empleadas, un amplio estudio ya desarrollado por CALTRANS ha mostrado que dichas puzolanas, con las mismas limitaciones en su composición que las indicadas para las cenizas de la Clase F, pueden proporcionar las mismas ventajas. Los ensayos que permiten determinar la efectividad de una puzolana natural frente a la expansión producida por la reacción álcali-sílice serán descritos en el acápite correspondiente

Las arcillas calcinadas, o metacaolín, pueden mitigar la expansión ASR en niveles de reemplazo de 10% a 20% para agregados moderadamente reactivos. En general se recomienda que se permita el empleo de las puzolanas de la Clase N con las mismas restriciones que las que se sigue para las cenizas de la Clase F.

La escoria de altos hornos es un sub-producto de la fabricación del hierro. Ella es un material silicio vítreo finamente molido formado cuando la escoria fundida es rápidamente enfriada y posteriormente molida. La escoria usada en concreto debería estar conforme a lo indicado en la Norma ASTM C 989. Tres grados de escoria triturada son especificados por la Norma ASTM C 989. Los grados 100 y 120 son recomendados para controlar las expansiones por ASR. Cantidades efectivas de escoria para reducir la expansión por ASR varían de 25 a 50%, o más, por masa de material cementante. Los álcalis en las escorias contribuirán con la alcalinidad en la solución de los poros en el concreto. Los álcalis encapsulados en la escoria son liberados a una tasa mucho menor que aquellos en el cemento Portland, pero a una tasa mayor que aquellos en la cenizas volcánicas.

Las GGBFS que cumplen con la Norma ASTM 989 ofrecen ventajas similares a las cenizas de la Clase F, pero únicamente cuando se emplean en cantidades importantes. Por ejemplo, en cementos combinados en los que el porcentaje típico de reemplazo de la ceniza Clase F es del 15% á 40%, para las GGBFS es de aproximadamente del 25% al 70%. Un 40% de reemplazo de las

GGBFS puede proporcionar beneficios similares al 25% de reemplazo de las cenizas Clase F. Las GGBFS han sido empleadas con exito en la mitigación de la ASR, aunque un mínimo de 40% de reemplazo del cemento por GGBFS puede ser necesario. Se considera que las GGBFS de los grados 100 á 120 son preferibles a las de Grado 80 y son las únicas recomendadas para la mitigación de la ASR.

Se considera recomendable un bajo nivel de álcalis en las GGBFS. Los pavimentos en los que se ha empleado GGBFS presentan un color claro, con reducción de la absorción de energía , incremento de la vida del pavimento, reducción en el nivel de temperatura, y en los requisitos de luminosidad. Finalmente el costo de la escoria, en los Estados Unidos, es aproximadamente los 3/4 del costo del cemento, dando por resultado un ahorro del 4% en los costos.

Las GGBFS no se comportan como una puzolana sino como un cemento hidráulico. Si se utiliza GGBFS de los Grados 120 ó 100 se obtendrá más alta resistencia a los 28 días y edades posteriores. El Comite 232 del ACI ha reportado que:

(1) El reemplazo de cemento por escorias de Grado 120 da por resultado una menor resistencia a los 3 días pero mayor resistencia después de los 7 días;

(2) El reemplazo de cemento por escorias de Grado 100 da por resultado una menor resistencia en los primeros 21 días pero una mayor resistencia después; y

(3) El empleo de escorias de Grado 80 da una menor resistencia en todas las edades.

El Apéndice X3 de la Norma ASTM C 989 indica que la efectividad de la escoria respecto a la reducción de la expansión causada por la ASR depende de la cantidad usada y la reactividad de la escoria; por ello se empleará el método de ensayo indicado en la Norma ASTM C 441. Cuando se conoce el cemento y las proporciones de cemento y escorias a ser empleados, los morteros de ensayo deben ser proporcionados de acuerdo a lo indicado en la norma mencionada y la expansión promedio de las barras de mortero a los 14 días no debe exceder el 0.020%. Cuando no se conocen los datos

anteriormente indicados, los ensayos se efectuarán de acuerdo a la misma norma y buscando un reemplazo adecuado que presente una reducción del 75% en la expansión el día 14. La escoria debe ser considerada efectiva sólo cuando la relación escoria-cemento iguale o exceda la encontrada en los ensayos.

La ceniza es un residuo finamente dividido que resulta de la combustión del carbón pulverizado. Debido a sus características físicas y sus propiedades puzolánicas ésta le da varias propiedades benéficas al concreto.

Basada en su composición, la ceniza esta clasificada como Clase F y clase C por la Norma ASTM C 618. La ceniza volcánica Clase F es usualmente deivada de la combutión de la antracita o carbón bituminoso. La ceniza volcánica Clase F y generalmente contiene menos del 5% de CaO por masa. La ceniza que es volcánica Clase C es usualmente derivada de la combustión de la lignita o carbón sub-bituminoso. Las cenizas clase C, típicamente contienen de 10 a 40 % de CaO por masa. Como será después explicado, las cenizas clase F son generalmente mas efectivas mitigando la ASR que las cenizas clase C, aunque éstas últimas necesitan menor cantidad de reemplazo y presentan menor expansión.

Algunos de los álcalis en las cenizas son encapsulados en las partículas vítreas y son liberados debido a que las cenizas reaccionan en el concreto. El rol de los álcalis en las cenizas y su contribución total a la alcalinidad del flujo de los poros en el concreto ha sido ampliamente estudiado. The Canadian Standards Association (CSA) recomienda que la ceniza utilizada para reducir el riesgo de daño por la expansión causada por la ASR debería tener un contenido total de álcalis menores que 4.5% de Na_2O_e, y un contenido máximo de álcalis solubles en agua de 0.5% de Na_2O_e. La Norma ASTM C 618 da un requerimiento opcional en el que el contenido máximo de álcalis disponibles en la cenizas usadas para reducir la expansión por ASR estará limitado al 1.5%, por masa.

Las cenizas clase F son generalmente eficientes controlando las expansiones relacionadas a la ASR cuando éstas son usadas como un reemplazo de una porción del cemento. Proporciones normales de cenizas clase F varían de 15 a 30% por masa del material cementicio. La cantidad de

reemplazo efectiva de la ceniza clase F para cemento Portland será determinada mediante ensayos, debido a que ésta variará significativamente dependiendo de las características físicas y químicas de la ceniza.

La disminución de la reacción proviene del hecho que las cenizas Clase F reaccionan químicamente con los álcalis del cemento y los absorven, haciendo que estos no se encuentren disponibles para una reacción posterior con los agregados reactivos. Sin embargo, algunos de los álcalis en las cenizas son encapsulados en las partículas vitreas y son liberados mientras que las cenizas reaccionan en el concreto.

Por ello, The Canadian Standard Association (CSA) recomienda que la ceniza empleada para reducir el riesgo de daño producto de la expansión debe tener un contenido total de álcalis menor al 4.5% de Na2Oc y un contenido máximo de álcalis solubles en agua de 0.5% de Na2Oc. La Norma ASTM C 618 presenta un requerimiento opcional en el que el contenido máximo de álcalis disponibles en las cenizas usadas para reducir la expansión por ASR esté limitado al 1.5% por masa.

El contenido de cal también afecta la efectividad de la Ceniza Clase F en la mitigación de la reacción álcali-sílice ya que a medida que su contenido de CaO aumenta, puede presentar mayor expansión en lugar de menos. El Departamento de Transportes de California recomienda emplear 25% de reemplazo de ceniza si ésta tiene un contenido máximo de CaO entre 2% y 10%, o 15% de reemplazo si el contenido de CaO está por debajo de 2%. Para la CSA de Canadá, el contenido máximo de CaO es de 8%. En el caso que una ceniza Clase F tenga un contenido de CaO del 10% un reemplazo del 15% podría dar como resultado una expansión mucho mayor en el concreto.

Algunas cenizas clase C podrían ser menos eficientes reduciendo las expansiones por ASR. Cantidades de reemplazo mucho menores pueden causar expansiones mucho mayores que una mezcla que no contenga cenizas de este tipo. Algunas cenizas clase C tienen propiedades hidráulicas y reaccionan de manera mucho mayor que las cenizas clase F. Debido al grado mucho mayor de reacción, las cenizas clase C podrían liberar una porción mucho mayor de sus álcalis totales en el concreto. Cantidades efectivas de ceniza clase C que controlan la expansión por ASR podrían exceder el 30%,

por masa, de material cementicio. En algunos casos, esta cantidad efectiva de cenizas clase C podría no ser apropiada para prevenir la expansión por ASR debido a los efectos sobre las propiedades del concreto.

Las cenizas de la clase F, las cuales cumplen con los requisitos de la Norma ASTM C 618, cuando se emplean en un porcentaje de mezclado del 25% han mostrado mitigar en forma importante la ASR, aún en condiciones marinas, siempre que la relación agua-cementante esté por debajo de 0.5

El reemplazo del cemento por cenizas de la Clase F en un porcentaje del 25% reduce la expansion ASR, medida de acuerdo a la Norma ASTM C 1260, en el orden del 0.9 al 0.12%, y a menos del 0.1% en otros casos. Igualmente se produce menos expansión que si se empleara 35% de cenizas de la Clase C siendo estas últimas no recomendables porque a menudo muestran agravar los problemas derivados del ASR. Niveles inferiores al 25% pueden no ser efectivos a menos que se emplee cenizas de bajo contenido de cal, con 10% ó menos de CaO.

El contenido de cal cambia la efectividad de las cenizas de la Clase F para mitigar la ASR. CALTRANS requiere un contenido máximo de 10% de CaO y disminuye el contenido de cenizas Clase F requeridas si el contenido de cal está por debajo del 2%. La Norma CSA A 23.2-27A acepta un contenido máximo de 8% de CaO y generalmente las cenizas de Clase F tienen un contenido de CaO menor del 5% por masa.

En este trabajo se recomienda un contenido máximo de CaO del 8%, no recomendándose el empleo de cenizas de la Clase C. Igualmente se ha reportado que las cenizas de la Clase F mitigan la expansión debida a la demora en la formación de etringita en concretos curado al vapor.

Ventajas adicionales del empleo de cenizas de la Clase F, además de mitigar la ASR, son las siguientes:

(1) Reducción en los costos de construcción. Se sabe que el cemento es el constituyente más caro del concreto, correspondiéndole el 30% del costo de la unidad cúbica de concreto. El reemplazo del 25% de cemento por cenizas puede

dar por resultado un ahorro del orden del 4%.

(2) **Ahorro en la producción de cemento portland. En los Estados Unidos se estima que el reemplazo de cemento por cenizas de la Clase F, al 25%, puede significar un ahorro del orden de un billón de dolares cada año.**

(3) **Reducción en el calor de hidratación, la permeabilidad, y mejora de la durabilidad. Las cenizas de la Clase F reducen la permeabilidad del concreto, el calor de hidratación y el agrietamiento por contracción. Adicionalmente hacen más lento el ingreso de iones cloruro, lo que contribuye a incrementar la durabilidad. Igualmente incrementan la resistencia del concreto al ataque por sulfatos.**

(4) **Incremento de la resistencia. Las resistencias a largo plazo son generalmente más altas cuando se emplea cenizas o GGBFS como reemplazo del cemento, pudiendo ser las resistencias iniciales más bajas. Este descenso puede ser compensado por reducción de la relación agua/cemento.**

(5) **Reducción de la generación de CO_2. Se estima que la producción de cemento significa un incremento del 7% en el contenido de CO_2 en la atmósfera. Si se incorporase 25% de cenizas Clase F a todos los proyectos se obtendría una reducción del orden del 2%, lo cual significaría una importante contribución al Protocolo de Kyoto de 1997 de las Naciones Unidas.**

(6) **Reciclaje. El incremento en el empleo de las cenizas Clase F permitiría un reciclado mayor con el consiguiente ahorro en el cemento.**

(7) **Beneficios ambientales. El empleo de cenizas como material de reemplazo del cemento permitiría mejorar las condiciones ambientales.**

(8) **Ahorro de energía. Debido a que se requieren 4Gj de energía para producir una tonelada de cemento, un 25% de reemplazo de cenizas deberá proporcionar un ahorro de energía de 88 millones de Gj ó de 83,000 Btu por año.**

(9) **Resistencia al calor. La experiencia ha mostrado que el empleo de cenizas en el concreto mejora el comportamiento de éste frente al calor generado por los aviones a chorro.**

Las mezclas a las cuales se incorpora cenizas de la Clase F muestran resistencias más altas en el largo plazo, generalmente a los 90 días; sin embargo, su ganancia de resistencia es inicialmente más baja que la de las mezclas sin reemplazo. El reemplazo parece tener un efecto menor sobre la resistencia a la flexión a los 28 días. Para mantener la magnitud de la ganancia inicial de resistencia se puede disminuir la relación agua-cemento.

Las cenizas tienen un pésimo efecto, es decir aumentan la expansión de las ASR en vez de disminuirla, si su contenido de CaO se incrementa. Este efecto es muy pronunciado para cenizas de la Clase C, pero también se presenta para cenizas de la Clase F. Ello indica que la recomendación estándar de reemplazo del 15% puede dar por resultado concreto con mayor expansión.

Este pésimo efecto también está reflejado en la especificación CALTRANS, la cual permite 15% de reemplazo únicamente si la ceniza es de Clase F y su contenido de CaO es menor del 2%, requiriendo 25% de reemplazo para contenidos de CaO entre 2% y 10%. Nuevamente se recomienda que las cenizas de la Clase F (o las puzolanas de la Clase N) sean empleadas con CaO del orden del 8% o menor, siempre que el reemplazo mínimo no sea menor del 25%, siendo recomendable que se incremente al 30%. Para las GGBFS se recomienda un reemplazo mínimo del 35% y 40% para mitigar la ASR.

Si se emplean sales descongelantes, lo que no es usual en el Perú, un problema relacionado con más de 25% de cenizas de la Clase F ó 50% de GGBFS es que la resistencia al descascaramiento por acción de las sales deberá disminuir.

La microsílice es un polvo muy fino que contiene típicamente de 85 a 99% de sílice amorfa por masa. Es un material, producido en hornos eléctricos, como un subproducto de la industria sílico-metálica y ferrosílico-metálica. La especificación estandar para usar la microsílice en el concreto es la Norma ASTM C 1240. La microsílice remueve activamente los álcalis de la solución de poro y por lo tanto reduce el pH.

Existe una preocupación en algunos investigadores que en pequeñas cantidades, la microsilice retrase, más no prevenga, el ataque de la ASR

debido a posibles regeneraciones de álcalis en la solución de poro. El reemplazo de al menos 10% de un cemento con alto contenido de álcalis con microsilice ha sido suficiente en algunos casos para reducir la expansión hasta un nivel cercano a un reemplazo del 20% de cemento por cenizas, obteniendose adicionalmente incrementos en la resistencia del concreto y disminución de su permeabilidad; mientras que usar un mínimo de 20% también ha sido sugerido.

Un porcentaje muy alto de microsílice podría generar otros problemas en el concreto (como el agrietamiento) que están relacionados con la ASR. En Islandia, concretos con un contenido del 5 a 10 % de microsilice han sido usados satisfactoriamente desde 1979 para controlar la expansión por ASR. Este mismo estudio reportó que una mejor dispersión de la microsílice podría ser obtenida con una molienda conjunta de ésta con el cemento.

La microsílice con alto contenido de sílice amorfa y bajo contenido total de álcalis es generalmente más efectiva de acuerdo al Comité ACI 234R. La forma comercial de la microsílice puede influir en su efectividad al prevenir la expansión por ASR. Un estudio indica que si los pellets densos de la microsílice no son efectivamente dispersados durante el mezclado ellos podrían actuar como partículas de agregados reactivos y causar agrietamiento debido a la ASR. Un estudio en Islandia reportó que una mejor dispersión de la microsílice podría ser obtenida con una molienda conjunta de ésta con el cemento.

Ya se ha empleado 10% de microsílices como reemplazo del cemento para reducir la ASR más que mitigarla, dado que sus granos de muy pequeño tamaño pueden reaccionar con los álcalis del cemento exactamente como un agregado reactivo. Los resultados sobre la expansión han dado resultados a un nivel equivalente al que se obtendría si se utilizase 20% de cenizas de Clase F. Adicionalmente las microsílices incrementan la resistencia del concreto y disminuyen su permeabilidad.

Se pueden presentar expansiones dañinas como resultado de una pobre dispersión de los pellets densificados de la microsílice durante el mezclado, ya que las partículas de microsílice que tienen un diámetro de aproximadamente 0.1 um son propensas a hincharse por lo que los granos que hinchan hasta

tamaños de 40 um a 800 um pueden reaccionar con los álcalis del cemento como si fuesen agregados reactivos.

Es importante indicar que, las microsílices son bastante más caras que el cemento, las cenizas o las escorias. En suma, debe tenerse especial cuidado en el mezclado y el curado cuando se utiliza las microsílices, o ellas deben ser evitadas en favor de las cenizas o escorias. Se considera que un 10% de reemplazo puede ser efectivo para reacciones ASR moderadas. Si se emplea microsílices, las siguientes precauciones deben de tomarse:

(1) Ellas deben ser utilizadas en forma de lechada para facilitar la dispersión;
(2) Debe evitarse los grumos desmenuzables;
(3) Un mezclado adicional es recomendable; y
(4) Deberá aplicarse un curado adecuado.

Para determinar la efectividad de la microsílice en la reducción de la expansión producto de la reacción álcali-sílice se emplea el método de ensayo de la Norma ASTM C 441, con la diferencia que la cantidad de microsílice en la mezcla de ensayo debe ser del 10% por masa de material cementante.

El ion litio, en diferentes formas, es capaz de prevenir el deterioro que pudiera causar la ASR; sin embargo, cada componente presenta efectos variados sobre las propiedades del concreto plástico y endurecido. Las sales de litio han sido añadidas a la mezcla de concreto para controlar la reactividad del agregado. Sin embargo, se ha encontrado que el hidróxido de litio y el carbonato de litio incrementan la expansión de las ACR, y algunos compuestos de litio, si se les utiliza en cantidades inconvenientes pueden tener un pésimo efecto.

El hidróxido de litio es también un material peligroso. El nitrato de litio (LiNO3) no presenta efectos negativos, es seguro en su manejo, y es recomendado. Este producto no genera iones hidróxidos en la solución de poro del concreto y, por lo tanto, no presenta un efecto dañino. Para agregados moderadamente reactivos el LiNO3 por kilo de Na2O parece ser efectivo, aunque el empleo de cenizas y escorias deberá ser más barato.

Por otra parte, el hidróxido de litio (LiOH) es cáustico, es un material peligroso, y tanto el LiOH como el Li2CO3 (carbonato de litio) presentan un efecto pésimo sobre la prevención de las ASR. Las sales de litio diferentes al LiNO3 pueden ser útiles dependiendo de la aplicación a ejecutar.

El nitrato de litio reacciona con la sílice reactiva y la humedad de manera similar a los otros álcalis (sodio y potasio), sin embargo, a diferencia de las ASR, el gel formado por este producto con los álcalis no absorve una cantidad excesiva de humedad, evitando la ocurrencia de una expansión dañina al concreto.

Este componente de litio se emplea durante el mezclado y su dosificación se basa en el contenido de álcalis del concreto, el cual es la suma de los álcalis contribuídos por cada componente en la mezcla de concreto. Sin embargo, es recomendable que la dosificación óptima del nitrato de litio se determine empleando una combinación con el agregado reactivo en cuestión, ya sea con o sin el empleo de cenizas o escoria. Con este propósito se pueden emplear los métodos de ensayo descritos en las Normas ASTM C 1260 (ensayo acelerado de la barra de mortero) y ASTM C 1293 (ensayo en prismas de concreto) indicados en la parte correspondiente de éste capítulo. De los dos, el mejor ensayo para evaluar el comportamiento en obra de un compuesto de litio es el de la Norma ASTM C 1293, para lo cual se emplea las mismas proporciones de mezcla y procedimiento, excepto que el compuesto de litio se añade al agua de mezcla.

Las sales de litio también pueden aplicarse normalmente a estructuras existentes o que experimentan la reacción ASR; en estos casos, la dosificación se basa en el volumen de concreto a ser tratado. La aplicación se aplica por regado o rociado de la superficie, lo cual permite la penetración del producto. Muchas veces, en la práctica, el litio podría no penetrar lo suficiente dentro de la estructura y no ser capaz de mitigar la reacción, excepto superficialmente, dando como resultado el deterioro continuo de la estructura. Por este motivo su aplicación también puede hacerse por inyección a presión o inyección electro-química (re-alcalinización).

Si la superficie presenta grietas, las sales podrían penetrar profundamente, pero el concreto podría encontrarse muy deteriorado como

para experimentar los beneficios de estas sales. Por lo tanto es recomendable que la aplicación de litio en estructuras existentes no se efectúe hasta tener una completa investigación sobre los beneficios que ésta le aportaría a la estructura.

Para agregados muy reactivos el reemplazo de cenizas de la Clase F puede no ser suficientes y el empleo de litio en adición a las cenizas puede ser necesario. Las sales de litio también pueden ser aplicadas tópicamente a concretos que están experimentando ASR para hacer más lenta o completa a la reacción.

En la práctica, el litio puede no penetrar suficientemente en la estructura y puede no ser capaz de mitigar la reacción bajo la superficie, dando por resultado un proceso destructivo continuo. Se ha estudiado métodos de secado de los iones litio empleando campos eléctricos para mejorar la penetración. En la práctica, las sales de litio parecen ser la adición más prometedora aunque todavía su costo es elevado.

La incorporación de aire puede, en algunos casos, mitigar la expansión dañina ASR. El gel expansivo generado puede ocupar los vacíos, reduciendo la presión interna creada. Sin embargo, ello puede reducir la resistencia a la congelación y deshielo, y un nivel de aire incorporado bastante más alto que el inicialmente programado puede ser deseable para cumplir ambas funciones.

Muchas cenizas de la Clase F pueden requerir altos dosajes de aditivo incorporador de aire para obtener un contenido de aire determinado debido a la interferencia del carbón con la acción del aire incorporado.

El uso de cementos combinados, como los ASTM C 595 Tipo IP, donde las cenizas volcánicas son molidas conjuntamente con el cemento, podrían ser más efectivos al controlar la expansión, debido a una mayor fineza y una mejor distribución de la ceniza volcánica.

Se conoce poco sobre la eficiencia de las cenizas de la cáscara de arroz (RHA) en la reducción de la expansión debida a la ASR. Las cenizas son obtenidas a partir de un quemado controlado de la cáscara del grano. Este proceso se considera ecológicamente conveniente dado que los residuos de la

cáscara de arroz son difíciles de reciclar si se considera que cada tonelada de grano genera 200 kg. de cáscara.

Taylor ha indicado que las propiedades físicoquímicas de la RHA son similares a las de la microsílice, aunque la primera puede tener una menor actividad puzolánica que la última. Shang y Malhotra han demostrado que las RHA no sólo incrementan las propiedades del concreto sino también tienen un profundo impacto sobre la durabilidad del mismo. Se considera que se requieren más investigaciones sobre los efectos de las RHA.

Hasparay ha efectuado investigaciones conducentes a determinar el efecto del reemplazo de diferentes porcentajes de cemento por RHA sobre la expansión de barras de mortero que contenían dos tipos de agregado reactivo (cuarzita y basalto). La morfología y composición del gel ASR fueron determinadas empleando microscopio electrónico y un equipo de rayos X dispersador de energía. Los resultados indican que:

1.- **Es posible reducir significativamente la expansión de mortero empleando RHA.**
2.- **La expansión de las barras de mortero tiene una alta correlación con la composición del gel.**
3.- **Los resultados experimentales fueron validados por el ensayo no paramétrico Kroskel-Wallis que indicó la certeza de los efectos de las RHA sobre la composición del gel de las ASR.**

Estudios posteriores en diferentes laboratorios han permitido llegar a los siguientes resultados adicionales:

1.- **Se ha encontrado que si se efectúa la incorporación de las RHA de acuerdo a la Norma ASTM C 1260-94, con un porcentaje de reemplazo del 15%, se reduce la expansión de las barras de mortero.**
2.- **Los morteros con 8% de RHA como reemplazo del cemento incrementan la expansión en especímenes con 4% de reemplazo, pero serán menores cuando se los compara con los especímenes de referencia.**
3.- **La presencia de RHA reduce el agrietamiento que comúnmente**

se presenta en morteros con agregados reactivos. De acuerdo a los estudios y al ensayo de Kruskal-Wallis, las RHA cambian en forma muy importante la composición del gel. Además, el incremento en el valor del CIS del gel conduce a una disminución de la expansión.

4.- La evaporación del agua adicional debida al ASA correlaciona muy bien con el nivel de expansión para morteros que contienen RHA.

Todo lo anteriormente indicado incide en la necesidad, ya señalada, de efectuar estudios adicionales a fin de determinar la ventaja de la utilización de las RHA como material de reemplazo del cemento cuando se contempla la posibilidad de una reacción ASR.

4.5.3.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Deberá emplearse cementos de bajo contenido de álcalis con menos de 0.6% como equivalente de óxido de sodio. Para agregados potencialmente reactivos, se recomienda un máximo de 0.4% de óxido de sodio equivalente. Sin embargo, la disminución de álcalis, en si misma, no es suficiente para controlar la ASR.

Se recomienda que cenizas de la Clase F, o puzolanas de la Clase N, o GGBFS, sean empleadas como reemplazo del cemento en todos los concretos. Para cenizas de la Clase F y puzolanas de la Clase N, un reemplazo mínimo del 25% es recomendado. Un límite práctico superior deberá ser de aproximadamente el 40%, debido a que las dificultades en el acabado del concreto se incrementan, así como las ganancias de resistencias pueden ser menores en altos volumenes de reemplazo.

Las cenizas y las puzolanas naturales deberán tener un máximo de 1.5% de álcalis disponibles; un máximo del 6% de pérdida por calcinación (siendo preferible un 3%) y un máximo del 8% de CaO (siendo preferible 2%). Se podrá aceptar contenido de CaO entre 8% y 10% si el mínimo reemplazo es del 30% en peso. No se recomienda el empleo de cenizas de la Clase C. Para las GGBFS se recomienda usar las de Clase 120 ó Clase 100, siendo preferibles las primeras, recomendándose un reemplazo entre 40% y 50%.

Los aditivos a base de litio han mostrado tener potencial para mitigar la ASR; sin embargo, únicamente se recomienda el nitrato de litio debido a que es seguro para manipular y no muestra efectos pésimos. Para agregados muy reactivos, el nitrato de litio debe ser empleado conjuntamente con cenizas de la Clase F.

La mitigación de la reactividad ASR empleando nitrato de litio, microsílice, o arcilla calcinada, deberá incrementar el costo del concreto, en tanto que el empleo de cenizas de la Clase F, puzolanas de la Clase N, o escorias GGBF deberá generalmente disminuirlo en un 4%.

Las cenizas de la Clase F, el carbonato de litio, y el hidróxido de litio, no son recomendados para la mitigación de la ASR.

Si se emplea microsílices, ellas deberán ser añadidas a la mezcla en forma de lechada y deberán ser bien mezcladas. Un 10% de reemplazo ha mostrado que puede controlar la reactividad moderada.

El mejor camino para prevenir la reacción ASR es no emplear agregados reactivos. Ello puede lograrse empleando agregados que tienen un historial de buen comportamiento, o un agregado que ha probado no ser reactivo en los ensayos de acuerdo a las Normas ASTM C 1260, C 1293, o C 295. El comportamiento historico puede ser difícil de demostrar debido a que, en muchos casos, el deterioro ocurre después de 15 años o más y es necesario el conocimiento de las características actuales de la mezcla. Ya sea o no que el agregado es reactivo, es recomendable el reemplazo previo mínimo de cenizas o escorias. Se recomienda una modificación de la Norma ASTM C 1260 para los ensayos de ASR.

Se considera que son necesarias investigaciones adicionales para mejorar estas recomendaciones y lograr la mitigación de la ASR en las estructuras existentes y su desaparición en las futuras.

4.5.4- ENSAYOS DE EFECTIVIDAD DE LAS ADICIONES

La Norma ASTM C 441 es el método de ensayo que evalúa la efectividad de las adiciones para reducir las expansiones debidas a la ASR. En este ensayo, el cristal de pirex es usado como un agregado reactivo estándar. Barras de mortero de ensayo son preparadas con un cemento con alto contenido de álcalis o el mismo cemento empleando 25% de puzolanas o 50% de escoria por masa. Las adiciones ensayadas califican como efectivas si la expansión de la barra de mortero cumple ciertos criterios. Mientras que este ensayo califica el tipo de adición, éste no determina las cantidades mínimas efectivas.

La Norma ASTM C 311 provee un procedimiento para evaluar la efectividad de la ceniza volcánica o de la puzolana natural al reducir la expansión por ASR, la cual es una modificación de la Norma ASTM C 441. Las barras de mortero son hechas de cristal de pirex. Una mezcla de ensayo es preparada con al menos 15% de ceniza volcánica o puzolana natural por masa del material cementicio. La mezcla es considerada efectiva si la expansión se reduce a un nivel producido por una mezcla con un cemento con bajo contenido de álcalis controlado. Esta cantidad efectiva de la mezcla puede entonces ser usada en concreto para controlar la ASR con cementos con contenidos de álcalis que no exceden más del 0.05% del contenido de álcalis del cemento usado en la mezcla de ensayo. Mayor detalle en el apéndice XI de la Norma ASTM C 311.

El cristal de pirex es un material muy reactivo, y si la combinación cemento-puzolana puede controlar su expansión, entonces debería trabajar con agregados naturales. Sin embargo, algunos han cuestionado el uso del cristal de pirex porque éste contiene álcalis que podrían ser liberados dentro de la solución de poro y él además es sensible a las condiciones de ensayo. El Strategic Highway Research Program (SHRP) y otras investigaciones han indicado que el ensayo de la barra de mortero también podría ser usado para establecer las cantidades efectivas mínimas de puzolanas o escoria.

Se llevan a cabo múltiples ejecuciones de ensayos con diferentes cantidades de puzolana o escoria. La cantidad efectiva de puzolana o escoria es la cantidad que reduce la expansión por debajo de un límite de expansión pre-establecido. Esta aproximación podría potencialmente calificar combinaciones de material cementicio para su uso con un agregado en

particular. Se requiere una mayor evaluación de este tema.

Un problema es deducir conclusiones sobre la efectividad de las puzolanas o escorias basados en los resultados de un ensayo de dos semanas, como en la Norma ASTM C 441, el procedimiento en la Norma ASTM C 311, o la modificación propuesta a la Norma ASTM C 1260, Es un mecanismo incierto para determinar que causa una reducción en la expansión. Dentro del período de ensayo, las puzolanas o escorias son improbables de reaccionar en una magnitud que reproduzca el mecanismo real que ocurre en concretos en obra. El apéndice B en la Norma CSA A23.1 recomienda un período de ensayo de dos años con el ensayo de prisma de concreto, efectuado de acuerdo a la Norma ASTM C 1293, para evaluar concretos que contienen cenizas o escorias. Fourier, en 1995, indicó que la investigación se debe llevar a cabo correlativamente con ensayos de laboratorio y el comportamiento de concretos sujetos a exposición en campo.

4.5.5.- CONTENIDO DE ALCALIS:

El empleo de un cemento de bajo contenido de álcalis (menos del 0.60% de álcalis como equivalente Na_2O) no garantiza que un concreto que contenga agregados reactivos no va a presentar expansión excesiva debido a ASR. De acuerdo a Jhonston, 1986, el incremento del contenido de cemento con bajo contenido de álcalis puede incrementar la concentración de álcalis del concreto que están como solución en los poros y puede causar expansión dañina.

Algunos laboratorios y especificaciones limitan el contenido de álcalis del concreto. Las especificaciones británicas limitan el contenido de álcalis a 3 Kg/m^3 (Concrete Society Working Party, 1987). La contribución de álcalis del cemento, adiciones, aditivos, algunos agregados y agua de mezclado deberán ser considerados. En el caso de las adiciones, los álcalis solubles en agua deben ser usados en el cálculo. La Canadian Standard Association (CSA) 23.1 Apéndice B 5.2 no incluye el contenido de álcalis de las cenizas y escorias cuando los niveles de reemplazo mínimo especificados se mantienen y el contenido de álcalis de estos materiales está dentro del límite del 4.5% especificado para las cenizas y el 1% especificado para las escorias de alto horno finamente granuladas. Oberholter, en 1983, determinó que en África del

Sur, el límite del contenido de álcalis del concreto varía dependiendo del tipo de agregado reactivo.

4.5.6.- ADITIVOS QUIMICOS

En 1951, MacCoy y Caldwell, propusieron el empleo de sales de litio para prevenir la expansión excesiva debido a la ASR. La recomendación 212.3R del ACI presenta una lista de sales de litio (1% por masa de cemento) y Hansen (1960) presenta un listado de sales de bario (2 a 7% de masa de cemento) como valores efectivos en la reducción de la expansión por ASR. Sakaguchi, en 1989, observó que el ion litio previene la formación de gel adicional. Las investigaciones de la SHRP, conjuntamente con las de Stark en 1993, y Stokes en 1996, recomiendan que una relación molar mínima de litio a sodio (más potasio) de 0.60:1 es requerida para prevenir la reacción ASR.

Otros químicos que han mostrado algún éxito en los estudios de laboratorio incluyen el sílico cloruro de sodio. El desarrollo de éste ésta en la etapa de investigación y su uso en la práctica no es todavía recomendado.

Las sales de materiales, tales como las proteínas y algunos aditivos reductores de agua y retardadores de fragua han sido reportadas por el Comité 212 del ACI (ACI 212.3R) al haber producido moderada reducción en la expansión por ASR. Los aditivos reductores de agua de alto rango empleados conjuntamente con ópalo, como el agregado reactivo, han dado como resultado un incremento en la expansión. Las sales de cloruro y sulfatos pueden incrementar la expansión.

De acuerdo a las investigaciones de Wang y Gillot, en 1989, los aditivos reductores de agua de alto rango empleados conjuntamente con ópalo, como el agregado reactivo, han dado como resultado un incremento en la expansión. Varios compuestos orgánicos han sido empleados como complemento de los iones álcali con grados variables de éxito. Ellos generalmente tienden a ser demasiado caros para aplicaciones prácticas. Mather, en 1993, ha revisado el estado del desarrollo de las más recientes investigaciones de aditivos para ASR. Las sales de litio parecen ser el aditivo más prometedor aunque todavía es de alto costo.

Se ha reportado que la incorporación de aire en el concreto reduce la expansión. De acuerdo a Jensen, en 1984, un porcentaje de aire incorporado adicional del 4% (mas allá del necesario para protección a congelación y deshielo) da por resultado un 40% de reducción de la expansión. Se ha observado que el gel llena los vacíos de aire que se incorporan para facilitar su expansión. La mayoría del aire incorporado es empleado con la finalidad de resistir el deterioro debido a ciclos de congelación y deshielo.

El gel ASR al llenar un número suficiente de vacíos podría reducir la resistencia del concreto a la congelacion y deshielo. Sin embargo, este fenómeno no ha sido reportado en concreto en obra. El empleo de aire incorporado adicional como una solución práctica para controlar la expansion del ASR no se ha empleado.

Las investigaciones del SHRP (Stark, 1993) han evaluado los efectos de la restriccion sobre la expansion ASR. Una restricción triaxial adecuada puede resultar en un escurrimiento plástico que a menudo controlaría la expansión debida a la ASR. La restricción uniaxial deberá favorecer el agrietamiento en una dirección paralela a la restricción. Stark, en 1993, reportó que si se le permite secar al concreto, los álcalis son químicamente alterados y su recuperación en la solución porosa por rehumedecimiento deberá ser tan lenta que la expansión ASR se reducirá. Es necesario desarrollar investigaciones adicionales para calificar estas observaciones.

En el reporte del Instituto de Ingenieros Estructurales (1992) se proporciona una guía útil sobre la efectividad del refuerzo para controlar la expansión debida a la ASR en el concreto.

4.6.- EVALUACION DEL POTENCIAL DE EXPANSION

Diamond (1978), Grattan-Bellew (1981, 1983, 1989), Sims (1981), Kosmatka y Panarese (1988), y Berube y Fournier (1994) han escrito documentos para evaluar el potencial destructivo de la ASR y han desarrollado diversos métodos de ensayo. Entidades normativas, tales como el ASTM y el CSA, han proporcionado metodologías detalladas para evaluar el ASR potencial de agregados, concretos, y combinación de cemento-agregado.

Trabajos efectuados por SHRP también proporcionan algunas mejoras importantes en el entendimiento de la reacción álcali-sílice, y en el desarrollo de técnicas rápidas para avaluar el ASR potencial de los agregados, tal como lo demostró Stark en 1993. Los ensayos continúan en un esfuerzo para desarrollar y obtener una técnica que sea rápida y definitiva de determinación del ASR potencial del agregado.

El procedimiento más recomendable para determinar la susceptibilidad ASR potencial de un agregado es verificar los registros de servicio en obra disponibles. La verificación deberá ser acompañada por fuentes existentes derivadas de la inspección de estructuras de concreto de 10 o más años de antigüedad, las cuales fueron hechas con agregados de la cantera en cuestión, cementos de similar nivel de álcalis, y otros componentes del concreto, todos en proporciones similares.

La humedad y el ambiente pueden ser causas de reactividad destructiva; por lo tanto, la inspección deberá ser orientada hacia estructuras como plantas de tratamiento de agua, presas, pavimentos, y puentes, en las que se debe apreciar las manifestaciones de deterioro a causa de la ASR, o una falta de ellas. El conocimiento del nivel de álcalis del cemento (de los registros de los proyectos) empleado en los concretos inspeccionados deberá ser necesario para establecer el comportamiento del agregado, especialmente, su comportamiento con un cemento de alto contenido de álcalis.

Tales manifestaciones pueden manifestarse en agrietamiento en forma de mapa, exudación, o depósitos de gel álcali-sílice, y anillos de reacción alrededor de las partículas de agregados, los cuales pueden presentarse en superficies destruídas, tal como lo indicó Stark en 1991. Durante el curso de la inspección de obra, se debe obtener testigos de concreto para un examen petrográfico a fin de verificar si ha ocurrido ASR destructivo.

Es necesario conocer el nivel de álcalis del cemento empleado en los concretos inspeccionados, para de esta manera establecer el comportamiento del agregado, especialmente si se encuentra con un cemento de alto contenido de álcalis.

Un comportamiento satisfactorio de un agregado en obra puede no ser una garantía del futuro comportamiento si los materiales previamente empleados (incluyendo composición del agregado, composición del cemento, y componentes y proporciones de la mezcla de concreto) han cambiado. Si este es el caso, deberían emplearse métodos más severos de evaluación de los materiales a fin de asegurar que el ASR destructivo no ocurra en la construcción programada. Los agregados que no tienen un registro de servicios deberán ser ensayados por alguno de los métodos descritos mas adelante en este capítulo.

Diversos ensayos son comúnmente empleados, a menudo en combinación, para evaluar si un agregado o una combinación cemento-agregado es potencialmente reactiva frente a los álcalis destructivos. Estos ensayos son generalmente hechos antes de utilizar canteras de agregados a ser empleados en el concreto. Información adicional sobre estos ensayos ha sido presentada por Stark en 1994.

Componentes potencialmente reactivos de un agregado pueden ser identificados y cuantificados a través del examen petrográfico cuando éste es realizado por un petrógrafo experimentado. El examen petrográfico es generalmente hecho de acuerdo al procedimiento indicado en la Norma ASTM C 295. El examen petrográfico puede ser hecho sobre muestras provenientes de canteras no desarrolladas, canteras abiertas, depósitos de arena y grava sin operar, y en operación.

Cuando este examen es efectuado por un petrógrafo experimentado, se puede indentificar y cuantificar los componentes potencialmente reactivos de un agregado. La Norma ASTM C 295 no puede predecir si los materiales potencialmente reactivos son un índice de expansiones peligrosas. Por lo tanto, la Norma sirve de orientación al petrógrafo a fin de que recomiende ensayos adicionales que permitan determinar si la cantidad de material potencialmente reactivo identificado es capaz de causar una expansiva dañina.

Además, un examen petrográfico es a menudo un procedimiento de investigación rápida, el cual debe ser hecho en primera instancia, cuando se piensa desarrollar y ensayar nuevas fuentes del agregado y como un chequeo periódico de depósitos en operación para verificar la consistencia de la

composición.

Es necesario tener sumo cuidado para hacer un examen petrográfico, ya que en muchos casos, pequeñas cantidades de cuarzo microcristalino, el cual puede no ser visible aún en el examen de secciones delgadas, pueden ser suficientes para causar expansión. En estos casos la presencia del cuarzo microcristalino puede ser determinada por análisis por difracción con rayos X. La Sección 4.6.2 describe los tipos de rocas y minerales potencialmente reactivos.

Si bien el examen petrográfico, de acuerdo a la Norma ASTM C 295, puede detectar constituyentes reactivos tales como el opalo, cristobalita, tridimita, vidrios volcánicos siliceos e intermedios, argillitas, filitas, grayvacas metamórficas, y cuarzo, puede tener problemas entre los cuales cabe mencionar:

(1) La lista de los materiales reactivos puede ser incompleta.
(2) Es muy dependiente de la capacidad del operador.
(3) No se puede identificar claramente algunos cuarzos microcristalinos si ellos se presentan microfracturados.

De las investigaciones realizadas durante muchos años, se han podido determinar cantidades límites de algunos componentes de sílice presentes en los agregados; si estas cantidades son mayores, los agregados pueden ser considerados potencialmente reactivos. Estas cantidades límites son:

.- Cuarzo micro cristalino o microfracturado .. 5%
.- Horsteno o calcedonia 3%
.- Tridimita o cristobalita 1%
.- Opalo 0.5%
.- Vidrio volcánico natural en rocas volánicas 3%

Algunos de los materiales indicados pueden convertir a un agregado en potencialmente reactivo cuando están presentes en cantidades tan pequeñas como 1% y aún menores.

Uno de los ensayos más comúnmente usados para determinar si una

combinación de cemento-agregado es potencialmente reactiva a la combinación álcali-sílice es el ensayo de expansión de la barra de mortero, descrito en la Norma ASTM C 227. El ensayo involucra el moldear barras de mortero que contengan agregado fino o agregado grueso (el cual ha sido triturado y clasificado en los tamaños requeridos por la Norma ASTM C 227) en cuestión y el cemento empleado o un cemento referencial de contenido de álcalis conocido. Algunos gneises y grayvacas, los cuales se expanden lentamente, solo se expandirán en el ensayo de la barra de mortero si el contenido de álcalis en el cemento se incrementa por la adición de álcalis a un nivel de 1.25%.

El mortero es colocado en moldes de metal para fabricar un conjunto de 4 barras de mortero. Después de su endurecimiento, las barras de mortero son desmoldadas y se mide su longitud inicial en un comparador que cumple con los requerimientos de la Norma ASTM C 490. Los especímenes son colocados sobre agua en recipientes, y éstos son sellados para mantener 100% de la humedad relativa. Mantener las condiciones de humedad óptimas en los recipientes de almacenamiento presenta un problema. Si hay humedad excesiva, la lixiviación puede reducir el contenido de álcalis del mortero antes de que la expansión haya pasado los límites permitidos máximos.

Un nivel máximo de humedad puede dar como resultado una expansión máxima con algunos tipos de agregados (por ejemplo, el ópalo causa que las barras de mortero se expandan dentro de pocas semanas). Sin embargo, este mismo nivel de humedad podría no ser satisfactorio con otro tipo de agregado (por ejemplo, la grayvaca, con la cual las barras de mortero podrían no empezar a expandirse dentro de dos o tres meses). Por esta razón, las barras de mortero preparadas con grayvaca, gneises u otros agregados menos reactivos, deberán ser almacenadas en recipientes con agua, tal como lo demostraron Roger y Otón en 1989.

Los recipientes son almacenados a 38° C para acelerar los efectos de la reacción álcali-agregado. Periódicamente, los especimenes son removidos y se determinan las variaciones en longitud. La variación promedio de longitud (para las 4 barras de mortero) mayores al 0.05% a los tres meses y mayores a 0.1% a los seis meses del ensayo es considerada por la Norma ASTM C 33 que es excesiva y es un indicativo de una potencial expansión dañina por

ASR. Especimenes que presentan expansiones mayores a 0.05% a los tres meses pero menores a 0.1% a los seis meses no son considerados por la Norma ASTM C 33 como que presentarán expansiones dañinas. La ventaja en este ensayo es que es una evaluación directa de una combinación cemento-agregado en particular, la cual de alguna manera es similar a una condición de servicio real. Sin embargo, una desventaja es que el comportamiento del mortero de ensayo podría no ser el mismo al del comportamiento de un concreto en obra que contenga los mismos materiales.

Otra dificultad es el requerimiento de duración de seis meses de ensayo. En muchos casos, la secuencia de construcción no permite el tiempo requerido por el ensayo de la barra de mortero. Además, algunos investigadores, entre ellos Stark en 1980, creen que seis meses no es el tiempo suficiente para evaluar adecuadamente algunos tipos de agregados.

Cuando se está evaluando un agregado que se expande lentamente, la tendencia de la gráfica de expansión versus tiempo al final del ensayo deberá ser considerada cuando se hace la evaluación. Si es obvio que las barras de mortero excederán el 0.1% de expansión límite a tiempo, se tendrá cuidado con el uso de ese agregado potencialmente reactivo. Por ejemplo, un cemento con un contenido de álcalis de 0.8% que cumple con los requerimientos de la Norma ASTM C 227 (que es, contenido de álcalis con Na_2O_e>0.6) y que no exceda la expansión límite dañina durante el ensayo de la barra de mortero podría causar expansión y deterioro del concreto en la obra. A pesar de ésta y otras deficiencias, este ensayo es considerado un correcto indicador del potencial de reactividad dañina de agregados siliceos de alta reactividad con álcalis en el concreto.

El Método ASTM C 227 es similar al ASTM C 1293 en términos de condiciones de exposición (100% de humedad relativa y 38ºC.). Sin embargo, a menos que sea especificamente requerido a edades posteriores, la expansión es reportada a los 14 días, lo cual es un plazo demasiado corto.

El apéndice XI de la Norma ASTM C 33 indica que la expansión debe considerarse excesiva si excede de 0.05% a los tres meses ó de 0.10% a los 6 meses. La FAA requiere por lo menos 6 meses y de preferencia un año. En general, este método de ensayo puede no producir expansión significativa,

especialmente para agregados carbonatados.

El Ensayo Acelerado de Barras de Mortero, que corresponde a las Normas ASTM C 1260; AASHTO T 303 y CSA A 23.2-25A es el más ampliamente empleado método de ensayo para determinar el potencial de reacción de un agregado que se piensa utilizar en un concreto. Este método podría ser especialmente útil para agregados que reaccionan lentamente o producen una expansión tardía en la reacción (los cuales pueden haber sido identificados por otros métodos); sin embargo, no evalúa combinaciones de agregados con materiales cementantes y las condiciones del ensayo no son representativas de aquellas que tendrán el concreto en servicio.

La expansión máxima aceptada para agregados no reactivos es de 0.1% a los 14 días después de la lectura cero ó 16 días después de vaciado, para ambos métodos norteamericanos y de 0.15% para el método canadiense, aunque se acepta 0.1% en el Apéndice B de la Norma CSA A 23.1. Los límites indicados han sido bajados a 0.08% para agregados metamórficos. Esta disminución es consistente con la Nota XI.1 de la Norma ASTM C 1260, la cual indica " se ha encontrado que algunos gneiss graníticos y metabasaltos pueden ser peligrosamente expansivos en condiciones de obra, aún cuando su expansión en estos ensayos fue menor al 0.1% después de 16 días de vaciados".

El Comité ACI 221 igualmente recomienda emplear un límite de 0.08%. Se reconoce que la Norma ASTM C 1260 es útil para identificar agregados cuya reactividad es lenta. Los agregados que se encuentran inocuos al aplicar la Norma ASTM C 1260 pueden tener un buen comportamiento en obra, aunque algunos granitos y gneiss reactivos pueden no ser detectados.

Las limitaciones de este ensayo son que se supone que la solución es una fuente suficiente de álcalis para completar una reacción, y que el contenido de álcalis del cemento no tiene ninguna o poca influencia. Sin embargo, diferentes cementos pueden dar diversos resultados, por lo que se emplea una modificación de la Norma ASTM 1260 en la que se utiliza la actual composición del concreto. Para este ensayo modificado se recomienda un límite de expansión de 0.1%.

Para eliminar conclusiones erroneas entre las expansiones de 0.1% á 0.2%, algunos investigadores, como Stark (1993), sugieren que las expansiones mayores de 0.08% sean interpretadas como potencialmente peligrosas y las expansiones de 0.08% ó menores como no peligrosas. El ACI 221.1R también sugiere usar un límite de 0.08%. De alguna manera este método es conservador ya que las condiciones de ensayo son más severas. Las barras de mortero son almacenadas en una solución I Normal de NaOH (con el fin de proporcionar una fuente inmediata de iones sodio e hidróxilo a las barras) y mantenidas a una temperatura de 80°C para acelerar la reacción álcali-sílice. Los agregados que son encontrados inocuos por este método de ensayo tienen una alta posibilidad de comportarse bien en obra. En este ensayo, se supone que la solución de NaOH proporciona una fuente externa de álcalis suficiente para completar la reacción, por lo que el contenido de álcalis del cemento tendrá poca o ninguna influencia sobre las expansiones producidas.

Cuando se producen expansiones excesivas, se recomienda que se obtengan mayores datos de otras fuentes (por ejemplo examen petrográfico de los agregados) que confirmen que la expansión es producto de la reacción álcali-sílice.

Se han introducido recientemente modificaciones y progresos en el ensayo de expansión de barras de mortero que están siendo empleadas actualmente, como las descritas por la Norma ASTM C 1260, las cuales se basan en el ensayo de barras de mortero de Oberholster y Davies en 1986 desarrollado en Sudáfrica. Este ensayo es una modificación del indicado en la Norma ASTM C 227, y los agregados y la preparación del especimen de ensayo son los mismos. Sin embargo, las barras de mortero son almacenadas en una solución NaOH (a fin de proporcionar una fuente inmediata de iones sodio e hidróxido a las barras) y mantenidas a una temperatura de 80° C para acelerar la reacción álcali-sílice. Las lecturas de comparación son tomadas en un período de 14 días. Las condiciones de ensayo son más severas que las muestras que se encuentran en las condiciones de servicio en obra.

Después de 16 días de vaciado, si el promedio de expansión es menor o igual a 0.10%, se considera que la combinación agregado-cemento no es reactiva. Si la expansión promedio es mayor de 0.10%, pero menor de 0.20%, el

agregado puede ser ligeramente reactivo y deberán realizarse ensayos adicionales confirmatorios. Si la expansión promedio excede de 0.20%, el agregado deberá ser considerado peligrosamente reactivo.

Después de muchos años de ensayos intensivos de evaluación del método NBRI realizados por Davies y Oberholster en 1987; Hooton y Rogers en 1989 y 1992; Hooton en 1990; y Fournier y Berube en 1991, el ensayo ha ganado aceptación y ha sido adoptado como Norma ASTM C 1260. Los investigadores han encontrado que este método puede identificar tipos de rocas reactivas que previamente no han sido detectadas por otros ensayos reactivos.

Una limitación del ensayo de la Norma ASTM C 1260 está en la interpretación de los resultados de ensayo cuando se observa expansión entre 0.10 y 0.20%. Los trabajos realizados sobre rocas reactivas y no reactivas, efectuados por Stark en 1993, sugieren modificaciones a los criterios de interpretación del ensayo para algunos tipos de agregados lentamente reactivos: para eliminar las fallas (o el vacío) entre las expansiones de 0.10 a 0.20%, se ha sugerido que las expansiones mayores de 0.08% sean interpretadas como potencialmente peligrosas y las expansiones de 0.08% o menores no sean peligrosas. Este criterio está basado en la inmersión de las probetas en una solución de NaOH.

Stark en 1993, investigó una ecuación de regresión lineal que relacione la concentración de la solución NaOH a nivel de álcalis del cemento para una relación agua-cemento dada. Ajustando el nivel de álcalis de la solución del ensayo de inmersión (antes del comienzo del ensayo), se pretende simular un rango de niveles de álcalis en el cemento. Cuando se emplea una baja normalidad (por ejemplo, 0.60 N) en una solución de NaOH, los criterios para el ensayo de reactividad potencial peligrosa deberán ser progresivamente ajustados. De esta manera, el ensayo puede ser investigado en su potencial para determinar un nivel de álcalis seguro, el cual con un agregado potencialmente reactivo no de por resultado una expansión peligrosa. Esta opción esta aún bajo investigación, no pudiendo ser todavía una practica recomendada.

En general, el ensayo acelerado de barras de mortero es rápido,

fácilmente realizable, y puede determinar la reactividad potencial en rocas rápida y lentamente reactivas.

La Norma ASTM C 289 presenta un método para determinar en forma química rápida el potencial ASR de un agregado siliceo con los álcalis presentes en un concreto de cemento portland, y puede ser empleado en combinación con otros métodos. Por este método una muestra representativa del agregado en cuestión es triturada para permitir que pase la malla Nº 300 y sea retenida en la malla Nº 150. El material triturado es inmerso en una solución caliente (a 80±1° C) de NaOH y es sellado por 24 horas. La finalidad es disolver la sílice soluble que es capaz de ser reactiva y permitir que ella reaccione con la solución NaOH.

Después de 24 horas, la solución es filtrada y luego medida por sílice disuelta (S_c) y reducida a la concentración de iones hidróxido original (R_c) debido a la reacción. La cantidad de sílice disuelta y la reducción en alcalinidad son ploteadas en un gráfico tal como el que se presenta en la Norma ASTM C 289. El gráfico básicamente divide los puntos ploteados y por lo tanto los agregados en tres categorías: agregados considerados inocuos, agregados considerados potencialmente reactivos y los considerados peligrosos.

El ensayo químico rápido ha sido ampliamente evaluado por Mielenz en 1948; Mielenz y Benton en 1958; Chalken y Halstead en 1958; y Mielenz y Witte en 1988. Se ha encontrado que existe correlación entre el ensayo químico rápido, los morteros de expansión preparados con cemento con alto contenido de álcalis, el examen petrográfico de los agregados, y el comportamiento de obra. Estas correlaciones proporcionan las bases para establecer las divisiones en el gráfico empleado en la Norma ASTM C 289, a fin de clasificar un agregado con respecto a su potencial de reactividad.

Este ensayo, aunque ampliamente estudiado, tiene sus limitaciones. Por ejemplo, la categoría "agregados considerados potencialmente reactivos" es vaga. La Norma ASTM C 289 recomienda que una serie de ensayos de barras de mortero sean empleados para determinar el "carácter inocuo" de un agregado que caiga en esta categoría, así como que el carácter inocuo sea compatible con una historia de servicio satisfactoria. El juicio y las técnicas

empleadas por el operador pueden influir en los resultados del método químico rápido. La molienda de la muestra demasiado fina puede conducir a resultados erróneos. Los agregados que contienen determinadas rocas, tales como carbonatos, sulfatos, y algunos silicatos de magnesio, tales como la serpentina, pueden dar resultados erróneos. Debido a estas limitaciones, la Norma ASTM C 289, recomienda se establezca una correlación de los resultados obtenidos por el método químico rápido con otros ensayos de reactividad, tales como la expansión de barras de mortero y el examen petrográfico.

En la actualidad, se utiliza menos el ensayo químico rápido debido al desarrollo de otros métodos rápidos tales como el método de barras de mortero acelerado (de acuerdo a la Norma ASTM C 1260) y el ensayo de autoclave desarrollado en Japón, China, Francia y Canadá (vea la sección 4.8.4.6 de este informe). Estos nuevos métodos son más fáciles que el método químico rápido y menos susceptibles a errores del operador.

El método químico rápido ha demostrado trabajar bien para detectar agregados que se expanden rápidamente, tales como el ópalo, el horsteno, y las rocas volcánicas. Sin embargo, este ensayo, es mas problemático cuando se emplea para evaluar agregados que se expanden lentamente, tales como grayvacas, gneises, y argillitas. El peligro del empleo de este método químico rápido como un tamiz de los agregados radica posiblemente en su falla para detectar algún agregado potencialmente reactivo. Una modificación del ensayo químico rápido ha sido desarrollada en Francia para permitir distinguir aquellos agregados que tienen un comportamiento normal y aquellos que presentan un pésimo efecto en el ensayo de barra de mortero tal como lo demostró Sorentino en 1992. Sin embargo, la evaluación de este ensayo químico rápido modificado ha sido muy limitada.

Los agregados potencialmente reactivos por los criterios anteriormente descritos, examen petrográfico y ensayo acelerado de barras de mortero. pueden ser más ampliamente evaluados de acuerdo a la Norma ASTM C 1293 "Método de ensayo de los agregados mediante la determinación de la variación de longitud del concreto debido a la reacción álcali-sílice"

El ensayo de prismas de concreto es muy similar al ensayo de

expansión en barras de mortero, excepto que se emplea prismas de concreto en vez de barras de mortero y que los álcalis son añadidos a la mezcla de concreto fresco a fin de alcanzar un cierto nivel dentro del concreto. El ensayo de prismas ha sido adoptado como la Norma ASTM C 1293. El ensayo de prismas de concreto ya es empleado en Canadá como la norma CSA A23.2-14A.

Un contenido de cemento de 420 (±) 10 Kg/m^3 es empleado para el procedimiento de ensayo, con una relación agua-cemento que varía de 0.42 a 0.45. Se añade hidróxido de sodio al agua de la mezcla para alcanzar un nivel alcalino de 1.25% de Na_2O_e por masa de cemento. Después de moldeados, los especimenes son almacenados en recipientes sellados con una reserva de agua en el fondo. El recipiente es mantenido a 38 C. hasta por un año. Estos ensayos pueden ser afectados por el ambiente de almacenamiento, en especial, si la humedad de los recipientes no es la adecuada.

La evaluación de agregados en el concreto, en vez de un mortero, proporciona un acercamiento más realista al potencial de reactividad. La longitud de tiempo (1 año o más) para obtener resultados definitivos por este método de ensayo deberá reducirse en aquellos casos en que los resultados son requeridos más rápidamente. El método de prisma de concreto puede ser empleado, tanto para el agregado fino como para el grueso. Cuando se ensaya un agregado grueso deberá emplearse un agregado fino y viceversa.

El ensayo de prisma de concreto es generalmente mejor utilizado para evaluar el agregado grueso y, en particular, aquellos tipos de agregado que reaccionan muy lentamente con los álcalis (aquellos que pueden pasar el ensayo de barras de mortero). La medida de los cambios de longitud es tomada periódicamente, en por lo menos, una edad de 365 días.

Los criterios para una expansión excesiva se encuentran en el apéndice B de la norma CSA A23.1. Una expansión de 0.040% o más en un año es considerada ser potencial de reactividad peligrosa. Una nota de la tabla B-2 del informe de CSA especifica que "en estructuras criticas, tales como aquellas empleadas para el núcleo central de grandes presas, puede requerirse una expansión limitada".

El apéndice B de la norma CSA A23.1 sugiere que debe continuarse con el ensayo hasta que la expansión se haya detenido. Grattan-Bellew en 1983 recomendó que se efectuara exámenes de perforaciones petrográficas conjuntamente con el ensayo de prismas de concreto, a fin de determinar el tipo de reactividad que puede ocurrir (reacción lenta o rápida). Esta información ayuda en la determinación de cuanto tiempo deberán continuar los ensayos. El apéndice B 2.4 de la norma CSA A23.1 indica que este ensayo puede ser utilizado para evaluar la efectividad de materiales cementantes suplementarios en la expansión de concretos que contienen material de reactividad lenta. Cuando el ensayo es empleado para este propósito deberá tomarse cuidado para prevenir el lavado de los álcalis, debiéndose la expansión ser medida por lo menos 2 años. La expansión en los ensayos de prismas de concreto puede ser afectada por el sistema de almacenamiento. En especial, el mantenimiento de humedad adecuada en los recipientes, es de importancia fundamental. Este método puede parecer más realista que el ASTM C 1260, pero tiene dos inconvenientes; las muestras son ensayadas solamente por un año en un ambiente no acelerado, y es muy difícil garantizar que los agregados empleados para las muestras un año atras son representativos de aquel empleado en la actualidad en la obra. Este método es menos conservador que el CSA y da más facilidades para que un agregado reaccione lentamente.

Para los agregados carbonatados la Norma ASTM 1260 no parece ser lo suficientemente conservadora y un 0.08%, o de preferencia un 0.06%, parece ser el más apropiado. Para areniscas ambos métodos predicen igual reactividad. Para rocas igneas y metamórficas, la Norma ASTM 1260 parece ser demasiado conservadora.

En Canada se estima que la Norma ASBT es lo suficientemente conservadora en tanto que la CPT no lo es en el 46% de los casos ensayados. Dado que el 70% de las estructuras construídas entre 1930 y 1950 muestran reactividad, resulta difícil garantizar cual de los dos procedimientos es el más seguro. Aunque algunos de los trabajos previos indican que la CPT deberá dar resultados más realistas, hay evidencias fuertes que agregados que parecen inocuos con la CPT presentan actualmente reactividad en obra.

Se han empleado muchos métodos de ensayo estandarizados y no

estandarizados (los cuales no son tan comunes como los métodos previamente descritos) para evaluar el ASR potencial de los agregados. Estos ensayos son generalmente empleados para pre-establecer el ASR potencial teniendo la misma fuente de agregados o para propósitos de investigación. Este método es descrito en la Norma ASTM C 342, y esencialmente es un ensayo de determinación de la expansión de barras de mortero modificadas para determinar la expansión potencial de una combinación cemento-agregado dada debido a diversas causas, incluyendo el ASR. Ha sido principalmente empleado para agregado en Oklahoma, Nebraska, y Iowa (Conrow, 1952, y ASTM, 1954.) El ensayo implica barras de mortero sujetas a variaciones de humedad y temperatura de las condiciones de almacenamiento, y cuyos cambios de longitud se miden periódicamente por un año. La Norma ASTM C 342 indica que no se han establecido límites aceptados de expansión para este procedimiento. Sin embargo, el sub comité de trabajo del ASTM ha indicado que una expansión igual o mayor de 0.020% después de un año puede indicar una expansión inaceptable debida a la reacción álcali-sílice. Las principales desventajas del ensayo son: la falta de correlación de los agregados en los diferentes estados, duración del ensayo y el trabajo requerido para mantener el especimen en las diversas condiciones de almacenamiento.

Un método desarrollado por Buck y Mather en 1984, incorpora la petrografía como un medio de seleccionar las partículas de agregado para su evaluación. Este ensayo puede ser empleado para identificar tipos de rocas reactivamente lentas, tales como la cuarcita. Si un petrógrafo identifica tipos de rocas silíceas que contiene mas del 20% de cuarzo agrietado, que tiene un ángulo de extinción ondulado (cuyas propiedades ópticas indican cristales deformados) mayor de 15 grados durante el ensayo petrográfico, el agregado debe ser considerado potencialmente reactivo y deberá ser ensayado por el ensayo modificado de barras de mortero.

Para la evaluación del agregado grueso, deberá prepararse morteros empleando arena standard (tal como la especificada en la Norma ASTM C 778) de acuerdo a la Norma ASTM C 227. Cinco de los agregados gruesos potencialmente reactivos que pasan el tamiz de 19 mm o que son retenidos en el tamiz de 12.5 mm (e identificados por medios petrográficos) deberán ser embebidos en cada barra de mortero fresco. Después de endurecidas las

barras de mortero, son almacenadas en agua en recipientes cerrados y mantenidas a 60 C. Los cambios de longitud medidos son tomados periódicamente por un período de un año.

Si el agregado fino es el que va a ser evaluado, éste se emplea en el mortero en vez de la arena standard. El almacenamiento de los especimenes de agregado fino es el mismo que para el agregado grueso. Un agregado es considerado potencialmente reactivo en este método cuando su expansión es 0.025% o mayor en 6 meses ó 0.040% en 12 meses. Los informes de este ensayo son los mismos que para la Norma ASTM C 227. Sin embargo, el ensayo del Cuerpo de Ingenieros parece identificar rocas de tipo reactivo realmente lentas que no son detectadas por la Norma ASTM C 277. Este método es incorporado en l994 en las normas para concreto en estructuras de trabajos civiles del Cuerpo de Ingenieros de la Fuerza Armada de los Estados Unidos.

El ensayo de cubos de concreto es también conocido como el "ensayo de cubo DASM". Fue primero desarrollado y utilizado en Alemania por su inventor en 1973. Este ensayo de cubos es un método cuantitativo donde cubos de concreto de 300 mm de arista hechos con agregados de ensayo son periódicamente inspeccionados por agrietamientos y exudación de gel debido a ASR. Los cubos son almacenados en un cuarto húmedo (mayor o igual al 95 % de la humedad relativa) y mantenidos a 40° C. Un método alternativo es vaciar cubos de 100 mm y almacenarlos a 65% de humedad relativa y 20° C con inmersión parcial en agua. Los investigadores británicos y sudafricanos emplean variaciones de este ensayo tal como indica Grattan-Bellew en 1983. Los cubos son examinados visualmente a intervalos con el fin de identificar agrietamientos y exudación de gel debido a la ASR. Una de las principales ventajas del ensayo de cubos de concreto es la naturaleza cuantitativa del método. No es necesario contar con aparatos de cambio de longitudes, de tal manera que el productor puede realizar fácilmente el ensayo en obra. Sin embargo, como en la mayoría de los otros ensayos de reactividad, el tiempo para que las grietas sean visibles debido a la ASR es demasiado largo. El ensayo tampoco es un índice de que la reacción pueda causar daño.

El ensayo noruego ha sido desarrollado por Chatterji en 1978 y ha sido clasificado como el método de construcción noruego 295. Este ensayo es una de las principales modificaciones del ensayo acelerado de barras de mortero y tiene por intención identificar el agregado fino reactivo el cual es un problema en Dinamarca. Prismas de mortero que tienen el área y tamaños prescritos, pero son ligeramente mayores en sentido transversal y de longitud mas corta que la barra de mortero de la Norma ASTM C 227, son vaciados empleando el material ensayado, una proporción cemento-arena de 1:3 y una relación agua-cemento de 0.5. Los especimenes moldeados son curados por 24 horas. Después de endurecer y desmoldar, los especimenes son curados por inmersión en agua por 4 o 5 semanas. Después de curados se toma lectura de comparación, y los especimenes de ensayo son inmersos en una solución saturada de cloruro de sodio mantenida a 50° C. Lecturas comparativas son tomadas periódicamente por un periodo de 8 semanas o más. Este método ha demostrado detectar ASR para los agregados daneses. Este método tiene aceptación debido al corto tiempo de ensayo si se lo compara con el método ASTM C 227. Sin embargo, su uso no es ampliamente experimentado y su comportamiento con agregados ajenos a Dinamarca no es conocido.

Sims, en 1981, desarrolló en Inglaterra el ensayo gel como un método cualitativo para caracterizar el ASR . La superficie suave y ligeramente corrugada de un especimen de mortero que contiene el agregado a ser ensayado es inmersa en una solución alcalina por un período de 3 días. Si el agregado es reactivo se forma un gel alrededor de las partículas que están reaccionando y el porcentaje de constituyentes reactivos puede ser estimado. Según Fournier y Berube, en 1983, este ensayo puede ser un medio simple de evaluar un agregado potencial para ASR a pesar de su falta de medidas cuantitativas.

Fournier en 1991 desarrolló un método de ensayo rápido en autoclave para barras de mortero el cual puede proporcionar resultados en pocos días. Las barras de mortero son preparadas de acuerdo a la Norma ASTM C 227, excepto que se mantiene una relación agua-cemento de 0.5, y el contenido de álcalis en el mortero se eleva a 3.5% por la adición de NaOH al agua de mezclado. Las barras son almacenadas al 100% de humedad relativa y 23° C por dos días antes del tratamiento en autoclave.

El procedimiento en el autoclave sigue la Norma ASTM C 151, excepto que el curado a vapor es por 5 horas a 130° C y 0.17 MPa. Solamente dos mediciones son tomadas, una después de dos días de curado húmedo, y la segunda cuando las barras han sido enfriadas a 23° C después del tratamiento en autoclave. Berube en 1992 encontró una buena correlación entre el tratamiento en autoclave y la Norma ASTM C 1260.

La correlación entre la expansión en el autoclave y los resultados de los ensayos de prismas de concreto ha sido pobre, pero es conocido que ello se debe a lo inadecuado de los prismas de concreto más que al ensayo en el autoclave. El ensayo en el autoclave propuesto no ha sido estandarizado, aunque un método similar se emplea en Japón. Mediante este método de ensayo, descrito en la Norma ASTM C 227, se determina el potencial reactivo de combinaciones cemento-agregado a ser empleadas. Este método es similar al descrito en la Norma ASTM 1293 en términos de exposición del especimen (100% de humedad relativa a una temperatura de 38C). Para este ensayo se moldean barras de mortero que contengan el agregado fino o grueso en cuestión y el cemento a ser empleado o un cemento referencial de contenido de álcalis conocido. Se fabrica un conjunto de cuatro barras de mortero, las cuales depués de su endurecimiento son desmoldadas, y se mide su longitud inicial en un comparador. Los especimenes son colocados en agua dentro de recipientes, los cuales son sellados para mantener 100% de humedad relativa.

Un nivel de humedad alto puede dar como resultado una expansión máxima con algunos tipos de agregados (por ejemplo, el ópalo, que causa que las barras de mortero se expandan dentro de pocas semanas). Sin embargo, este mismo nivel de humedad podría no ser satisfactorio con otro tipo de agregado (por ejemplo, la grayvaca, con la cual las barras de mortero podrían no empezar a expandirse dentro de dos o tres meses).

La Norma ASTM C 33 en el Apéndice Xl indica que la variación de longitud promedio (para las 4 barras de mortero) es excesiva si ésta excede a 0.05 % a los tres meses, ó 0.1% a los seis meses, aunque aún este período es considerado muy corto. La ventaja de este ensayo es que es una evaluación directa de una combinación cemento-agregado en particular, la cual de alguna manera es similar a una condición de servicio real. Sin embargo, una de las desventajas de este ensayo es que el comportamiento del mortero de ensayo

podría no ser el mismo al del comportamiento de un concreto en obra que contenga los mismos materiales. Otra dificultad es el requisito de duración de seis meses de ensayo dado que en muchos casos la secuencia de construcción no permite disponer de este tiempo. Sin embargo, algunos investigadores, entre ellos Stark, creen que seis meses no es tiempo suficiente para evaluar adecuadamente algunos tipos de agregados, por lo que recomiendan que sigan tomándose medidas hasta un año. A pesar de estas y otras deficiencias, este ensayo es considerado un correcto indicador del potencial de reactividad de combinaciones cemento-agregados de gran reactividad, sin embargo, este método actualmente está siendo reemplazado por los métodos ASTM C 1293 ó ASTM C 1260

El método de variación potencial de volumen es descrito en la Norma ASTM C 342, es esencialmente un ensayo de expansión de barras de mortero modificado que determina la expansión potencial de una combinación cemento-agregado en particular debido a diversas causas, incluyendo la ASR. Mediante este ensayo, barras de mortero son sometidas a cambios en su condición de almacenamiento (humedad y temperatura), midiéndose períodicamente las variaciones de longitud por un año. La Norma ASTM C 342 indica que no se han establecido límites aceptados de expansión para este procedimiento, sin embargo, el sub comité de trabajo de la ASTM ha indicado que una expansión igual o mayor de 0.020% después de un año indicaría expansiones inaceptables a causa de la reacción álcali-sílice. Las principales desventajas de este ensayo son su duración y el trabajo que se requiere para mantener el especimen en las diversas condiciones de almacenamiento.

4.7.- ENSAYOS EN CONCRETO ENDURECIDO

Dos procedimientos de ensayos son empleados sobre el concreto endurecido para evaluar la ASR. Un método es usado para identificar los efectos en sitio de la ASR en concreto endurecido. El segundo método es usado para evaluar el potencial de expansión que continuará en un concreto endurecido.

En la mayoria de los casos, es muy difícil arrojar un diagnostico de daño causado por la ASR a una estructura basándose únicamente en el examen visual del concreto. En la evaluación de las causas de deterioro es

necesario obtener muestras para su inspección y ensayo. El propósito del examen petrográfico de especimenes de concreto, mortero, o pasta de cemento, descrito en la Norma ASTM C 856, en relación a la reacción álcali-sílice, es establecer si ha tenido lugar esta reacción, que evidencia existe de ella, y cuales fueron los efectos de dicha reacción sobre el concreto. En algunos casos se encuentran evidencias del producto de la reacción en forma de un gel álcali-sílice. La apariencia del gel puede variar dependiendo de si éste está dentro de una partícula de agregado o en la pasta. Dentro de una partícula de agregado el gel podría parecer granular, mientras que frecuentemente aparece vitreo dentro de la pasta. En algunos casos, la cantidad de gel parece ser limitada, mientras que la magnitud del agrietamiento del concreto causada por la ASR puede ser muy alta. En otros casos, este comportamiento del concreto es inverso, reemplazando el gel álcali-sílice practicamente toda la partícula de agregado, aparentemente sin causar agrietamiento significativo.

La presencia de bordes decolorados en partículas de agregados reactivos en el concreto es un indicador de la ASR. Dicha evidencia debe ser considerada con precaución, ya que la formación de dichos bordes tambien podría deberse a otros mecanismos.

La presencia de gel de la reacción ASR es la única evidencia indiscutible que esta reacción ha tenido lugar en el concreto. En las primeras etapas de la reactividad, o bajo condiciones donde sólo se han producido pequeñas cantidades, el gel de ASR es virtualmente indetectable al ojo, y sólo será encontrado con dificultad por un observador experto que emplee el microscopio. Además, la ASR puede permanecer irreconocible en algunas estructuras por un período, posiblemente años, antes que el deterioro asociado a ésta conlleve a su reconocimiento y rehabilitación.

Un método para identificar los efectos in-situ de la ASR en concreto endurecido en su uso, tanto en campo como en laboratorio, ha sido desarrollado por Natesaiyer y Hover en 1988 y 1989. Este procedimiento rápido incluye el tratamiento de una superficie recientemente fracturada de un concreto endurecido con una solución de acetato de uranio y la observación de eflorescencia bajo luz ultravioleta. Los iones de uranio sustituyen los álcalis en el gel, impartiéndole un brillo fluorescente verde amarillento característico

cuando es visto en la oscuridad usando una luz ultravioleta de onda corta (254 nanometros). El gel de la ASR se vuelve mucho más brillante que la pasta de cemento debido a la gran concentración de álcalis y, por consiguiente, iones de uranio en el gel.

Los depósitos pueden ser localizados en fisuras, vacíos de aire, algunas partículas de agregados y, en algunos casos, como una película extensa en partículas de agregado y en la superficie (en caso que la superficie sea cortada). Las superficies fracturadas eliminan el efecto que pueden causar las superficies cortadas, revelando más claramente los depósitos de gel intactos.

El método ha sido satisfactoriamente usado en concretos en obra por Stark en 1991, y está incluido en el Anexo A en la Norma ASTM C 856. El método tiene algunas limitaciones y debería ser usado por especialistas preparados o hecho en conjunto con métodos confirmatorios, como el examen petrográfico.

Stark en 1985 y 1991 desarrolló métodos para determinar si existe el potencial de expansión por ASR en el concreto endurecido. Debido a que la ASR requiere humedad, álcalis disponibles, y sílice reactiva para que la expansión tome lugar, estas variables son evaluadas en el concreto endurecido. La humedad disponible puede ser obtenida a través de la medición de la humedad relativa de porciones de concreto obtenidas de las estructuras afectadas, o en el sitio mediante el uso de medidores portátiles de humedad relativa/temperatura. Stark en 1985 ha determinado que una humedad relativa de al menos 80%, de 21 a 24 C, podría sufrir expansión por ASR.

Para determinar si los álcalis y sílice reactiva están aún disponibles en un concreto endurecido, muestras de diámetro nominal de 100 mm son extraídas de la estructura en cuestión y sujetas a medidas de variación de longitud bajo una variedad de condiciones de ensayo. Tres muestras son ensayadas bajo las siguientes condiciones: una es continuamente almacenada en agua a 38° C, otra es continuamente almacenada en una solución de 1N NaOH a 38° C, y la otra es almacenada continuamente sobre agua en un recipiente sellado mantenido a 38° C.

La muestra que está almacenada en agua sirve como base para evaluar las expansiones que desarrollen las muestras almacenados sobre agua y en la solución de NaOH. Las muestras son ajustadas con broches y se toman medidas periódicas de la variación de longitud hasta por 12 meses.

Si sílice potencialmente o no reactiva, tanto como sílice aun sin reaccionar, está presente en el agregado del concreto, se determina almacenando la muestra en la solución de NaOH. Este almacenamiento podría forzar a que la reacción expansiva ocurra al proporcionar álcalis a elevadas temperaturas. Si se desarrolla la reactividad expansiva, las variaciones de longitud ocurren constantemente con el tiempo. Debido a que el ensayo se efectúa inicialmente usando concreto parcialmente seco, ocurre una expansión rápida temprana causada por la toma de humedad. Esta expansión temprana se disminuye de los incrementos de longitud debidos a la expansión por ASR en las muestras almacenadas en la solución de NaOH. Esta corrección es aplicada usando las expansiones de las muestras almacenadas en agua, las cuales normalmente terminan cuando se alcanza la masa de equilibrio, generalmente de 7 a 14 días. Ocasionalmente ocurren expansiones muy lentas en las muestras almacenadas en agua en extensos períodos de tiempo. Esto es fácil de distinguir de la tasa alta temprana de expansión debida a la toma de humedad. La expansión lenta es interpretada como evidencia del incremento de un gel álcali-sílice pre-existente.

Para determinar que ha ocurrido una expansión adicional por ASR en la muestra almacenada en la solución de NaOH, la expansión debe exceder la expansión de la muestra almacenada en agua en al menos un valor de 0.03% después que el equilibrio de la masa es alcanzado por la muestra almacenada en agua. Cuanto mayor es esta diferencia, mayor es el potencial de expansión, sólo si hay suficientes álcalis disponibles. Si las diferencias de expansión entre las muestras almacenadas en agua y en solución de NaOH son menores que un valor de 0.03%, entonces sílice que no ha reaccionado, pero potencialmente reactiva, no está presente en cantidades suficientes para producir ASR dañino.

La expansión residual del agregado en el concreto también ha sido estimada por Grattan-Bellew en 1995 extrayendo agregado grueso de muestras

congeladas y luego descongeladas, y después ensayando este agregado en el prisma de concreto. Esta aproximación funciona sólo si el concreto original no es resistente a ensayos de congelamiento y descongelamiento.

La expansión de muestras almacenadas sobre agua a 38° C proporciona una indicación de si los álcalis disponibles y la sílice reactiva están aún presentes en el concreto. La expansión bajo esta condición se desarrolla mucho más lenta que en las muestras almacenadas en la solución de NaOH. Si no ocurre expansión después de la toma inicial de humedad, pero grandes niveles de expansión son alcanzados por las muestras almacenadas en la solución de NaOH, no hay suficientes álcalis disponibles en el concreto para posteriores expansiones por ASR.

Las principales limitaciones de este método de ensayo son: el tiempo para obtener los resultados del ensayo, el uso intensivo de muchas piezas de equipos y mano de obra, y el costo. Sin embargo, este método ha sido usado satisfactoriamente por Stark en 1985 y 1991, al ensayar estructuras en obra, y finalmente usar los resultados para formular los esquemas de reparación.

4.8.- RECOMENDACIONES INSTITUCIONALES

En los últimos 15 años, se han hecho esfuerzos muy grandes hacia el desarrollo de métodos nuevos, rápidos y mejorados para evaluar el potencial de expansión por ASR. Este acápite destaca muchos de los métodos en uso y presentados por la sexta, séptima, octava, novena y décima Conferencias Internacionales sobre la Reacción Álcali-Agregado. Todos estos trabajos específicos de estas conferencias son citadas en este capítulo.

El Departamento de Transportes de California (CALTRANS) ha llegado a las siguientes conclusiones:

- **.- La ASR se incrementa proporcionalmente al contenido de álcalis del cemento.**
- **.- El límite de 0.6% de álcalis equivalente, indicado por la Norma ASTM C 150 para los cementos portland puede ser demasiado alto para mitigar la expansión destructiva ASR.**
- **.- Un alto contenido de óxido de calcio en los aditivos deberá**

promover y favorecer la ASR.

- **.- Cenizas de la Clase F, o puzolanas de la Clase N, de acuerdo a la clasificación de la Norma ASTM C 618, son efectivas para controlar la reacción ASR cuando se reemplazan en el orden del 30%, por masa, del cemento.**
- **.- Las cenizas con más del 10% de CaO son inadecuadas para mitigar la ASR.**
- **.- Puzolanas naturales con bajo contenido de cal, menor del 2%, y bajo contenido total de álcalis, menor del 3%, son muy efectivas contra la ASR cuando reemplazan al 15% de cemento portland (por masa).**
- **.- Pequeños porcentajes de microsílice son efectivos en inhibir la expansión ASR; y**
- **.- Los iones álcali procedentes de fuentes externas deberán contribuir a la expansión ASR.**

Las recomendaciones incluyen ya sea el empleo de 15% de cenizas como reemplazo si éstas tienen menos de 2% de CaO, ó de 30% de reemplazo si el contenido de CaO es menor del 10% y el contenido total de álcalis menor del 3%.

Todas las recomendaciones mencionadas han sido incluídas en los estandar de especificaciones de CALTRANS.

Un grupo de trabajo constituído por el Lead State Team, la Federal Highway Asministration, y la American Association of State Highway, a efectuado investigaciones relacionadas con la ASR. Como resultado se ha preparado un Plan Transitorio que incluye:

- **.- Un estudio integral que permita conocer la magnitud y extensión de las ASR.**
- **.- Una adaptación del libro "Handbook for the Identification of ASR in Highway Structures"**
- **.- Una guía de especificaciones para concretos resistentes a las ASR.**
- **.- Una base de datos de zonas de agregados reactivos y una lista de recursos para controlarlos.**

.- **Una lista de contactos relacionados con la reacción ASR y un boletín de asistencia técnica.**

Las especificaciones de la Guía proponen los siguientes ensayos para los agregados:

.- **AASHTO T 303 (el cual limita la expansión de barras de mortero, a los 14 días, a 0.08% para agregados metamórficos y 0.1% para todos los otros).**
.- **ASTM C 1293 (el cual limita la expansión de prismas de concreto, al año, a 0.04%)**
.- **Método para prevenir la ASR en nuevos concretos incluyendo el empleo de (1) cementos de bajo contenido de álcalis y/o cementos combinados; (2) un reemplazo de un mínimo de 15% de cenizas de Clase F, o 25% de reemplazo de GGBFS; y (3) empleo de aditivos que contengan litio.**
.- **La Norma AASHTO M 295 (similar a la ASTM C 618) requiere un límite del 5% de MgO en las cenizas, pero este requerimiento podría ser muy disminuído. Para cenizas de la Clase F, este requisito no se considera un problema, debido a que el contenido de MgO es normalmente muy bajo.**

El Estado de Nuevo Mexico tiene algunos de los agregados más reactivos en los Estados Unidos, por lo que sus especificaciones son de especial importancia. Se requiere:

.- **Los agregados deben ser ensayos por el Método AASHTO T 303, o el Método ASTM C 1293, con un límite de expansión de 0.1% y 0.04% respectivamente. Los agregados con una expansión menor se consideran inocuos.**
.- **Se requiere el empleo de cenizas de la Clase F si el agregado fino o el grueso muestran reactividad, en otros casos se permite el empleo de cenizas de la Clase C.**
.- **Las cenizas deberán tener menos del 10% de CaO, con menos del 1.5% de álcalis disponibles y una pérdida por calcinación menor del 3%**
.- **Si el agregado es potencialmente reactivo, los siguientes aditivos**

(entre otros) pueden ser incorporados: ya sea (1) 20% de cenizas de Clase F por peso del cemento, (2) 25% á 50% de GGBFS; ó (3) una solución de nitrato de litio del orden de 4.6 lt/m3 de solución por kilo de cemento con sodio equivalente.

.- La efectividad de los aditivos se determina por la Norma AASHTO T 303, con un límite de expansión a los 14 días de 0.1%.

Un reciente estudio del organismo indicado ha concluído que un porcentaje de reemplazo del 25% al 27% de cenizas de Clase F es suficiente para la mayoría de los agregados estudiados. Las cenizas de la Clase C y la mezcla de éstas con las de la Clase F no proporciona suficiente reducción de la expansión. Algunas Normas muy exigentes requieren 20% de cenizas de la Clase F, ya sea o no que el agregado sea reactivo.

En el Estado de Washington se recomienda:

.- Las Normas ASTM 1260 ó AASHTO T 303 para la determinación de la ASR.

.- Los procedimientos de mitigación incluyen el empleo de cementos de bajo contenido de álcalis, cenizas y litio.

.- El agregado es considerado no reactivo si se satisface las Normas ASTM C 1293 ó C 295, con un límite de expansión de 0.04% en la Norma ASTM C 1293, y un límite de sustancias inconvenientes en la Norma C 295. Dicho límite está en el siguiente orden:

(a) Cuarzo microcristalino y microfracturado 5% máximo.
(b) Horsteno o calcedonia, un 3% máximo.
(c) Tridimita o cristobalita, un 1% máximo.
(d) Opalo, un 0.5% máximo.
(e) Vidrios volcánicos naturales, un 3% máximo.

La Portland Cement Association (PCA) tiene una especificación guía para concretos sujetos a ASR, la PCA IR 415 la cual requiere que los resultados de aplicación de la Norma ASTM C 1260 tengan un límite de 0.1% y los resultados de aplicación de la Norma ASTM C 295 un límite de aplicación similar a los ya indicados por el Estado de Washington. Los

agregados potencialmente reactivos pueden ser evaluados empleando la Norma ASTM C 1294, con un límite de 0.04%. Los agregados que muestran reactividad en servicio son considerados reactivos independientemente de los resultados de los ensayos.

Los agregados potencialmente reactivos pueden ser utilizados en el concreto en una de tres formas: (1) con una combinación de puzolana o escoria con portland o cemento mezclado que ha mostrado ser efectivo; (2) con un cemento mezclado que ha mostrado ser efectivo; ó (3) cuando el contenido de álcalis en el cemento y otros ingredientes del concreto se limite a niveles que permiten una limitada reactividad bajo condiciones de obra.

La efectividad puede ser probada ya sea por (1) la Norma ASTM C 1260 fijando un límite del 1%; ó (2) por la Norma ASTM C 441 si las mezclas de ensayo con los aditivos dan por resultado expansiones menores que las de la mezcla de control preparada con un cemento de bajo contenido de álcalis con un contenido total de óxido de sodio equivalente entre 0.5% y 0.6%.

La FAA norma sus pavimentos de concreto en términos de lo indicado en la Norma P-501. Los agregados son ensayados empleando la Norma ASTM C 1260 o mediante un juego de ensayos que incluye las Normas ASTM C 295; C 298, y C 227. Igualmente se indica que los resultados de la Norma ASTM C 289 pueden no ser correctos y que la Noma C 227 deberá tener una aplicación no menor de 6 meses, y de preferencia un año. En la Norma P-501 también se indica que el material cementante total (escoria y cenizas) puede reemplazar al cemento en la proporción de 25% a 55%. Si se emplea cenizas únicamente se recomienda que el porcentaje de reemplazo solamente sea de 10% á 20%.

El Comité 221 del ACI ha completado, en 1998, un reporte sobre estado del arte el cual indica:

- **(a) Aunque un máximo de 0.6% de óxido de sodio como álcali equivalente es a menudo empleado en el cemento, se considera que un límite de 0.4% es preferible.**
- **(b) Un bajo contenido de óxido de calcio (CaO) es deseable para las cenizas, y las cenizas de la Clase F deberán contener menos del 5% de CaO.**

(c) **Las escorias GGBFS de grados 100 y 120 son recomendadas para la mitigación del ASR.**

(d) **Si el pellet densificado de microsílice no está bien disperso durante el mezclado, ellas pueden actuar sobre el agregado reactivo y causar ASR.**

(e) **Se sugiere un límite de expansión del 0.08% para la Norma ASTM C 1260.**

(f) **Los agregados con particulas de tamaño menor producen una menor expansión.**

El Comité 232 del ACI complementa su guía para el empleo de cenizas en el concreto. Algunas de sus recomendaciones incluyen:

(a) **Anualmente se producen en las Estados Unidos alrededor de 50 millones de toneladas de cenizas y solamente el 10% al 12% del total se emplea en concreto.**

(b) **Un incremento en el dosaje de aditivos incorporadores de aire puede a menudo ser necesario para garantizar, en concretos ASR, que se ha de obtener el porcentaje de aire requerido.**

El Comite 233 completa la guía para el empleo de GGBFS en el concreto. Algunos puntos incluyen:

(a) **13 millones de toneladas de GGBFS fueron producidas en los Estados Unidos en 1991.**

(b) **Un reemplazo del 40% al 50% de cemento podría proporcionar a los 28 días una ganancia de resistencia.**

(c) **Pequeños incrementos en el dosaje de aditivo incorporador de aire pueden ser necesarios.**

(d) **Reemplazos de cemento por escoria de Grado 120 dan por resultado una disminución en la resistencia a los 3 días, pero resistencias mayores después de los 7 días, cuando se los compara con mezclas sin reemplazo.**

(e) **Las escorias de Grado 100 dan resistencias menores en los primeros 21 días pero mayores resistencias posteriormente.**

(f) Las escorias de grado 80 dan menores resistencias en todas las edades.

(g) Se ha documentado ganancias de resistencia a los 20 años de colocado el concreto.

(h) Los estudios permiten considerar que un mínimo de GGNFS como reemplazo del cemento es necesario para mitigar la ASR; e

(i) Las mezclas prefabricadas con escoria de Grado 120 como reemplazo del cemento puede permitir obtener al día resistencias en compresión más altas que las de los concretos sin reemplazo.

El ICAR ha producido un excelente reporte sobre el estado del arte. Para agregados de reacción lenta o para agregados altamente reactivo con bajo contenido de álcalis en el cemento, el reporte recomienda emplear por lo menos una de las siguientes alternativas:

1.- 17% de arcilla calcinada.

2.- 55% de escorias.

3.- 25% de escorias de Clase F

4.- 35% de escorias de Clase C

5.- 10% de microsílices; ó

6.- 4.61 LiNO3 por kilo de Na2O

Las Normas ASTM C 1260 y C 1293 asumen que las mezclas son empleadas para asegurar la efectividad de la mitigación. Basado en una comparación de costos, el reporte concluye "El empleo de las cenizas de Clase F parece ser la mejor alternativa para la mitigación del ASR".

La Canadian Standard Association (CSA) ha desarrollado las Normas CSA A23.2-25A y CSA A23.2-14A, similares a las ASTM C 1260 y C 1293, respectivamente. Sin embargo en la CSA A 23.2-25A el límite de expansión es del 15%, el cual es mayor que el 0.1% permitido por la ASTM C 1260. Para el caso del empleo de cenizas, la Norma CSA A23.2-27A indica que es recomendable un contenido de oxido de cal (CaO) por debajo del 8%. Para agregados altamente reactivos la Norma CSA A 23.2-27A recomienda por lo menos el 25% á 30% de cenizas de bajo contenido de cal, o por lo menos el 50% de GGBFS como material de reemplazo del cemento.

El RILEM (Asociación Internacional para Materiales de Construcción y Estructuras), a través de su Comité Técnico TC 106-AAR sobre "Reacción Alcali-Agregados" ha publicado dos recomendaciones para la detección de agregados reactivos: la RILEM TC 106-2 (para ensayos ultra acelerados de barras de mortero) y la RILEM TC 106-3 (método para combinaciones de agregados empleando prismas de concreto). La Norma RILEM TC 106-2 es similar a la Norma ASTM C 1260 y a la Norma AASHTO T 303, siendo todas ellas basadas en el método acelerado desarrollado por el South African National Building Research Institute.

Los agregados con más del 2% por masa de horsteno poroso y pedernal no son recomendados, dado que ellos pueden dar resultados variables. La Norma RILEM TC 106-3 es similar a la Norma ASTM C 1293, pero los especimenes son envueltos en tela de algodón y sellados en recipientes de polietileno. En la Norma RILEM TC 106-2 los agregados son considerados no expansivos si las expansiones son menores al 0.1% a los 14 días, potencialmente expansivos entre 0.1 y 0.2%, y expansivos para valores mayores. En la Norma RILEM TC 106-3, los agregados son considerados no expansivos si la expansión es menor del 0.04% al 0.05% a los 14 días, potencialmente expansivos si es menor de 0.15%, y expansivos para valores mayores.

La British Research Establishment (BRE) recomienda el empleo de cemento de bajo contenido de álcalis. El Método de Ensayo BS 812-123 de la British Standards Institution es empleado para categorizar la reacción esperada en la siguiente forma:

1) **Expansivo, si se presenta más del 0.2% de expansión después de 12 meses.**
2) **Posiblemente expansivo, si la expansión está entre 0.1% y 0.2%.**
3) **Probablemente no expansivo, si la expansión está entre 0.05% y 0.1%.**
4) **No expansivo, si la expansión es menor de 0.05%.**

En Holanda, la Recomendación CUR 38 indica que un reemplazo del cemento en el orden de por lo menos el 25% por masa de cenizas, o del 50% por masa de GGBFS, hace que la reactividad potencial del agregado deje de

ser importante.

En Australia el Queensland Department of Main Road requiere de 20% de reemplazo por cenizas en todos los pavimentos de concreto pretensados. Las cenizas deben tener un contenido total máximo de álcalis del 2% y un contenido máximo de álcalis disponibles del 0.5%. Para el reemplazo por GGBFS, los correspondientes contenidos son de 1% y 0.5% respectivamente.

4.9.- RECOMENDACIONES FINALES

Es importante distinguir entre la reactividad álcali-sílice y la expansión resultante de ésta. El gel de la ASR se puede formar como resultado de la reacción, pero no siempre es la causa directa del deterioro observado en el concreto. Los factores más importantes que influyen en este fenómeno son el contenido de álcalis del cemento y el contenido de cemento del concreto, la contribución de álcalis de otras fuentes diferentes al cemento portland (aditivos, agregados contaminados con sales, etc); la cantidad, tamaño, y reactividad con los álcalis del componente presente en los agregados, la disponibilidad de humedad de la estructura de concreto; y la temperatura ambiente. Por lo tanto las estrategias para prevenir la expansión por la ASR se enfocan en controlar una o más de las condiciones ya mencionadas.

Entre las recomendaciones finales puede indicarse las siguientes:

1.- La adición de porcentajes normalizados de determinados tipos de sílices finamente molidas, permite controlar, reducir y, aún, eliminar la expansión debida a la actividad álcali-sílice.

2.- Los factores que controlan la reacción álcali-sílice son:

- **a) La determinación y eliminación de los agregados reactivos.**
- **b) La limitación del contenido de álcalis del cemento.**
- **c) La adición de algún material que anule la reacción o la acelere y permita que se produzca mientras el concreto está aún relativamente blando.**

3.- El contenido de álcalis del cemento, computado com la suma de los porcentajes de $Na_2O + 0.658\ K_2O$ debe ser inferior al 0.6% en peso del cemento.

4.- La exposición del concreto al agua o la humedad debe disminuirse o eliminarse.

5.- Si el empleo de agregados reactivos es inevitable, deberá realizarse previamente cuidadosos ensayos y, de preferencia, registro de servicio en obra, a fin de establecer dentro de que límites del contenido de álcalis, o con que porcentaje de puzolana, o ambos, puede anticiparse un servicio satisfactorio.

6.- En aquellos casos en que los requisitos mínimos anteriores no pueden ser cumplidos y no exista materiales sanos económicamente disponibles, se emplearán los materiales reactivos siempre que:

a) Se especifique un cemento con un contenido de álcalis no mayor de 0.6% como Na2O equivalente.

b) Se prohiba el empleo de agua de mar, o agua de suelos alcalinos, como agua de mezclado.

c) Se emplee un aditivo mineral apropiado que cumpla con la Norma ASTM C 441, o un material puzolánico que cumpla con la Norma ASTM C 402.

d) Se considere que los materiales puzolánicos pueden originar incrementos en la contracción por secado si el concreto está expuesto a condiciones de secado no usuales, o aquellas que originan estados alternos de humedad y secado; pudiendo originarse igualmente retardos en la velocidad de desarrollo de resistencia.

Si una estructura manifiesta deterioro causado por la reacción álcali-sílice (ASR), se pueden emplear algunas técnicas que ayuden a minimizar futuros daños y permitan extender el tiempo de vida de dicha estructura. entre ellas se puede mencionar:

a) Proporcionar un drenaje adecuado o mejorado para minimizar la disponibilidad de humedad.

b) Aplicar revestimientos que limiten el ingreso de humedad.

c) Realizar tratamiento de grietas para minimizar futuras expansiones y directamente el ingreso de humedad, etc.

d) **Emplear componentes de litio, los cuales ya han sido descritos.**

5.- REACTIVIDAD ALCALI-CARBONATO

5.1.- APRECIACION

Algunas rocas carbonatadas (caliza, dolomita) cuando se emplean como agregado no tienen un buen registro de servicio, aún cuando cumplan con los requisitos de aceptación usuales.

El problema causado por la expansión en concretos en obra debido a la reactividad álcali-carbonato (ACR) fue primero observado por Swenson en 1957 en Ontario, trabajando en el National Research Council of Canada. El encontró que ocurría una reacción entre ciertas calizas dolomíticas impuras de determinado tipo petrográfico y los iones hidróxidos asociados con la sales disueltas de los álcalis de sodio y potasio que podían encontrarse en la pasta, produciendose expansión excesiva y fisuramiento en concretos recién colocados en los que se había empleado agregado grueso proveniente de rocas carbonatadas, observando adicionalmente que la expansión se incrementaba con el contenido de álcalis.

Los cristales de dolomita eran químicamente alterados por las soluciones de los álcalis. La expansión producida ocurría dentro de las partículas de agregado, causando grietas dentro del agregado y la pasta y, por lo tanto, generando la expansión de toda la masa. Estas señales de daño eran las mismas que las que resultan de la ASR, y por lo tanto, hasta que el agregado reactivo fuera identificado, el daño podría ser inicialmente atribuido a la categoría mas general de AAR.

Todas las rocas carbonatadas reactivas conocidas pertenecen al período Ordoviciano; ellas presentan una microestructura y una proporción de minerales particular, por lo que son poco comunes. Se conoce que este tipo de rocas no es una combinación de minerales geológicamente estables; por lo que puede decirse que es reactiva a causa de su inestabilidad. Los estudios han demostrado que la tendencia a expandirse de algunas rocas carbonatadas varía de cantera a cantera y, algunas veces, de manto a manto dentro de una

cantera.

Debido a que las rocas suceptibles a este tipo de reacción son poco comunes, y que frecuentemente no es aceptable el empleo de éstas como agregado del concreto, son relativamente pocos los casos reportados de deterioro por ACR en estructuras. La única área donde esta reacción parece haberse desarrollado en gran escala es en el sur de Ontario, en Canada, en la proximidad de Kingston y Carnwall. Casos aislados en estructuras de concreto han sido encontrados en los Estados Unidos, en las localidades de Indiana, Kentucky, Tennessee y Virginia. Esta reacción también ha sido reconocida en China por Tang en 1996.

5.2.- INDICADORES EN EL CAMPO

El indicador mas común en este tipo de daño es el agrietamiento en forma de mapa, llamado así debido al espaciamiento uniforme de las grietas sobre toda superficie de concreto. De estructura a estructura, el espaciamiento de las grietas podría variar, dependiendo del grado de reacción, condiciones ambientales y otros factores. A medida que la reacción progresa el espaciamiento de las grietas usualmente disminuye mientras que grietas adicionales ya aparecen entre las grietas iniciales. Con una degradación continua, el astillamiento de la superficie empieza en las grietas, permitiendo mayor ingreso de la humedad y la ruptura acelerada del concreto.

Otros tipos de agrietamientos podrían ser confundidos con los agrietamientos debido a la ACR. El llamado agrietamiento en D es también un agrietamiento relacionado con los agregados, pero es debido al uso de agregados no resistentes a los ciclos de congelamiento y descongelamiento en concretos saturados. El agrietamiento en D se desarrolla primero cerca y paralelo a las juntas, grietas, o bordes libres del concreto y progresa hacia el interior de estas áreas. El agrietamiento en D no divide la superficie en bloques de igual dimensión pero si en trozos alargados con su dimensión longitudinal paralela a los bordes. Una diferencia adicional es que el agrietamiento en D típico ocurre solamente en losas inclinadas de concreto.

Otro tipo de agrietamiento que tiene manifestación similar en la superficie a la AAR es el agrietamiento por contracción plástica. No es

sorprendente que los tipos de grietas presenten una apariencia similar, debido a que ambas son el resultado de fuerzas tensionales en la superficie del concreto. El agrietamiento por contracción plástica resulta del secado rápido de la superficie de concreto fresco debido a altas temperaturas, baja humedad y viento. El agrietamiento por contracción plástica se nota poco después de la

construcción (pocas horas a pocos días). A diferencia de esto, el agrietamiento debido a AAR tomará mucho mayor tiempo para desarrollarse (usualmente meses a años).

grietas por contracción plástica están usualmente expuestas en la superficie y se desarrollan en forma de cuña hacia el interior de una a dos pulgadas de la superficie. Debido a que estas grietas ocurrieron cuando el concreto estuvo en estado plástico, frecuentemente residuos de la pasta pueden ser vistos llenando los espacios de las grietas.

Stark en 1991 observó que los indicadores de expansión debida a la ACR incluían el acercamiento de las juntas, el desprendimiento o la trituración del concreto, y daños de las losas o estructuras adyacentes. La cantidad de expansión en el concreto puede ser estimada de diferentes maneras, pero generalmente se hace comparando con algunas estructuras de referencia o características que han permanecido estables. Para pavimentos, la referencia podría ser una loza adyacente no afectada, o la reducción total en longitud de una junta de expansión cerca de un puente. Varias partes de una presa podrían ser comparadas o se podría determinar variaciones en las alturas, si están disponibles datos estadísticos.

5.3.- MECANISMOS DE LA REACTIVIDAD ALCALI-CARBONATO

La principal reacción química en las rocas es que la dolomita se descompone, o dedolomita, a calcita y brucita, representadas por una reacción en la que interviene un elemento alcalino, ya sea potasio, sodio, o litio.

Una reacción más extensa que ocurre en los concretos es que el álcali

carbonatado producido en la reacción inicial puede reaccionar con el Ca(OH)2 producido como un producto normal de la hidratación del cemento, regenerando el hidróxido alcalino.

Se tiene un adecuado conocimiento de los productos iniciales y finales de la reacción, lo cual permite establecer los cambios químicos y mineralógicos que tienen lugar, sin embargo, la reacción de dedolomitización no explica el mecanismo de la expansión, ya que el proceso de reacción actúa como un reemplazo de volumen por volumen sin la producción directa de algún volumen extra que permita generar expansión.

En 1987 los investigadores Tang y Lu, después de estudiar la reacción de rocas carbonatadas reactivas en solución KOH concluyeron que la expansión puede ser causada por un proceso combinado de:

1.- **La migración de iones álcali y moléculas de agua dentro del espacio restringido de la matriz calcita-arcilla que rodea el rombo de dolomita.**
2.- **La migración de esos materiales en el rombo de dolomita.**
3.- **El crecimiento y reacomodo de los productos de la dedolomitación, especialmente las brucitas, alrededor de los rombos.**

De acuerdo a la anterior explicación, la presencia de arcillas no es requerida para que la expansión tenga lugar.

Los rombos mantienen sus dimensiones originales soportados por el entramado de calcita permanente, pero el componente MgCO3, de los rombos originales de dolomita es transformado en brucita que se acumula en capas paralelas alrededor de la periferia del rombo. El rombo original, conjuntamente con la capa de brucita, necesita más espacio y genera una fuerza expansiva que se traduce en agrietamiento de las partículas de agregado grueso.

Los daños ocasionados por la ACR son producidos por el agrietamiento iniciado dentro de las partículas de agregado grueso reactivo y la extensión de estas grietas en la pasta de concreto. En el caso de la ASR, el daño directo al concreto puede también ser producido por agrietamiento

interno de las partículas de agregado que se extienden formando grietas en la pasta. Sin embargo, esto también puede ser producido por la expansión de las grietas existentes y la producción de nuevas grietas como una consecuencia de la migración y subsiguiente expansión del gel álcali-sílice.

Aunque la expansión de volumen producida por la ACR puede ser menor que aquella producida por un ASR severo, el daño final producido al concreto para ambos casos puede ser del mismo orden si el concreto está expuesto a ciclos de congelación y deshielo. Las grietas iniciales producidas por el ACR son magnificadas por la saturación de las grietas y la subsiguiente congelación.

5.4.- EVIDENCIA MICROSCOPICA DE LA ACR

El tamaño de los granos de la matriz de calcita y arcilla (cuando está presente) en el cual los rombos de dolomita están agrupados son típicamente de 2 á 6 micrones para la calcita, con las partículas de arcilla más pequeñas diseminadas en el conjunto. Los granos de cuarzo muy finos también son frecuentemente diseminados por toda la matriz cuando las partículas de arcilla no están presentes, y la matriz es frecuentemente porosa. El tamaño típico promedio de los rombos es de aproximadamente 25 micrones, siendo los de mayor tamaño de 50 á 70 micrones.

La textura anteriormente descrita se encuentra en rocas carbonatadas activas que han sido identificadas como fácilmente expandibles por la Norma ASTM C 586 (en el ensayo de prisma de roca). En estas rocas se presentan expansiones de unos pocos décimos del 1% en pocas semanas, y manifestaciones de expansión dentro del año de la construcción.

Una modificación de la textura típica puede encontrarse en rocas carbonatadas reactivas identificadas como de expansión tardía, las cuales no son expansivas hasta aproximadamente 25 semanas (raramente antes de un año) y pueden no mostrar manifestaciones en obra hasta después de 5 años en servicio.

El que las rocas carbonatadas que muestran una textura reactiva característica, es decir granos de una matriz de calcita (de 2 á 6 micrones) y

arcilla (partículas más pequeñas diseminadas en el conjunto) en el cual se agrupan los rombos de dolomita (de aproximadamente 25 micrones, siendo los de mayor tamaño de 50 á 70 micrones) reaccionen, o dedolomiten, en un medio alcalino es una guía de diagnóstico confiable, ya que no aparecen excepciones conocidas a la observación. Igualmente, todas las calizas que dedolomitan en un medio alcalino poseen la textura y composición características de la reacción.

Las rocas siliceas reactivas son mucho más abundantes dentro de toda la categoría de agregados siliceos (piedra partida, arena y grava) que pueden ser empleados en concreto, que las rocas carbonatadas reactivas con respecto a todas las rocas carbonatadas. Las rocas carbonatadas pueden ser suceptibles a la reacción álcali-carbonato, álcali-sílice, o ambas.

La expansión de concretos que contienen rocas carbonatadas reactivas con los álcalis es favorecida por el tamaño del agregado, disponibilidad de humedad, alta temperatura, alto contenido de álcalis, y un componente carbonatado en el que estén presentes calcita y dolomita aproximadamente en la misma cantidad.

Un número de características visibles bajo el microscopio son indicativas de los daños que se relacionan con el álcali-carbonato. A pesar de que individualmente no se podrían obtener conclusiones, cuando varias de estas características se presentan juntas, el daño debido a ACR puede ser diagnosticado.

A diferencia de las ASR, no hay la formación de un gel producto de la ACR. En lugar de eso el proceso incluye la descomposición de la dolomita presente en el agregado para formar brucita y calcita. La única evidencia de esta reacción, en la formación de hidróxido de magnesio ($Mg(OH)_2$, brucita) o silicatos de magnesio más complejos que por lo tanto deberían ser buscados. La brucita no es fácilmente vista, por lo tanto su aparente ausencia no deberá ser tomada como evidencia de la ausencia de ACR. Podrían ocurrir reacciones en los bordes, tanto como micro-fisuramiento dentro de las partículas de los agregados y en la pasta entre partículas de agregados. El agrietamiento dentro de las partículas de agregados podría ser periférico o aleatorio. Los bordes en los agregados no son indicadores positivos de que la reactividad sea dañina.

Un número de factores puede influenciar en la ocurrencia de la ACR, y la severidad del deterioro asociada a ésta. Debido a que el mecanismo de deterioro no está aún completamente definido, la magnitud de estas influencias de alguna manera todavía es incierta. El medio ambiente influye la reacción y el deterioro que se desarrolla en el concreto a través de la cantidad de agua que se encuentra disponible, y los lugares dentro de la estructura donde ésta humedad se encuentra concentrada.

El agua es necesaria para proporcionar los hidróxidos de sodio y potasio necesarios para la reacción de descomposición (sección 5.3), y también para la absorción de los minerales de arcilla expuestos (por la descomposición), además de crear fuerzas expansivas. El agrietamiento ocurre en zonas del concreto donde la expansión no ocurre (normalmente, superficies expuestas que pueden secarse), debido a que esas zonas son puestas en tensión por la expansión adyacente. Por lo tanto, la magnitud y profundidad de secado del concreto en la superficie también influye en su deterioro.

Además de la humedad, la temperatura juega un papel importante en la reacción. Al menos en el proceso de reacción temprana, las altas temperaturas incrementan la magnitud de la reacción y presumiblemente la subsecuente expansión.

Finalmente, el medio ambiente puede ser fuente de álcalis adicionales, dando como resultado el deterioro del concreto aún cuando éste ha sido hecho con un cemento con bajo contenido de álcalis. De acuerdo a Dollar-Mantuani en 1983, la ACR aparentemente podría ocurrir a niveles de álcalis en el cemento tan bajos como 0.40% de Na_2O_e.

La expansión está directamente relacionada a la cantidad de agregado reactivo en la mezcla ya que cuanto más reactivo el agregado, mayor la expansión, por lo tanto, es muy importante determinar la cantidad de agregado cuestionable en el concreto.

La geometría de la estructura puede influir en el deterioro debido a que éste afecta la proporción del área de superficie expuesta (donde ocurre el

deterioro) y el volumen de concreto donde ocurre la expansión. En algunas estructuras (pavimentos, por ejemplo), la expansión por si misma no podría ser tan dañina como el deterioro de la superficie, mientras que en otras estructuras (presas, por ejemplo) la expansión podría ser de preocupación primordial.

Finalmente, a diferencia de la ASR, la expansión por álcali-carbonato disminuye cuando el tamaño máximo del agregado disminuye.

5.5 PROCESO ALCALI-CARBONATO

Las rocas carbonatadas que participan en la ACR tienen una composición mineralógica en particular. Su textura de grano fino y estructura son caracterizadas por cristales de dolomita [$CaMg(CO_3)_2$], en forma de rombos relativamente largos, los cuales están agrupados en una matriz de grano más fino de calcita [$CaCO_3$], arcilla, y (comúnmente) de cuarzo muy fino. En la composición característica, los componentes de carbonato mineral de la roca consisten de cantidades substanciales tanto de dolomita y calcita, y el residuo insoluble de ácido clorhídrico (HCl) diluído generalmente contiene una cantidad significativa de arcilla.

Los tipos de rocas reactivas al álcali-carbonato tienen muchas características definidas:

Los cristales rómbicos de dolomita que se presentan en la matriz de la roca reactiva podrían ser escasamente distribuidos y parecerían estar flotando en el fondo o podrían estar posicionados junto con rombos de dolomita (forma de paralelogramo equilátero) adyacentes o en contacto.

Muchos de los rombos flotantes de dolomita, agrupados en la matriz, son secciones en forma de cristal (euhedral) con bordes afilados, mientras que otros pueden ocurrir con esquinas redondeadas y una forma rómbica, menos pronunciada, y más irregular. El tamaño típico promedio de los rombos es de aproximadamente una dimensión máxima de 25 micrones, siendo el de mayor tamaño de 50 a 70 micrones. La sección rómbica más pequeña podría estar en el límite de la resolución óptica, debido a que ellas son iguales o menores al grosor de la sección de concreto que resulta de la preparación de las

secciones delgadas usadas para esta examinación.

El tamaño de los granos de la matriz de calcita y arcilla (cuando está presente) en el cual los rombos de dolomita están agrupados son típicamente de 2 a 6 micrones para la calcita, con las partículas de arcilla más pequeñas diseminadas en el conjunto. Los granos de cuarzo muy finos también son frecuentemente diseminados por toda la matriz cuando las partículas de arcilla no están presentes, y la matriz es frecuentemente porosa.

La textura típica descrita arriba se encuentra en rocas carbonatadas reactivas que han sido identificadas como fácilmente expandibles por la Norma ASTM C 586 (en el ensayo de prisma de rocas, sección 10.4). Estas rocas tienen expansiones de unos pocos décimos de 1% en pocas semanas y se aprecian manifestaciones de expansión dentro del paso de un año de la construcción.

Una modificación de la textura típica puede encontrarse en rocas carbonatadas reactivas identificadas como de expansión tardía, las cuales no son expansivas hasta aproximadamente 25 semanas (raramente antes de un año) y pueden no mostrar manifestaciones en obra hasta después de 5 años en servicio. En estas rocas, la típica falla-rombo de dolomita en una matriz arcillosa de grano fino - es evidente. La matriz es de grano grueso y está compuesta de una mezcla de granos de dolomita conjuntamente con calcita, arcilla y, comúnmente, sílice mineral. La diferencia entre la expansión inicial y final se refleja en la composición de la masa.

Las rocas carbonatadas que poseen la textura reactiva característica pueden comprender la totalidad, o una parte importante, de un manto en un yacimiento de calizas. O, la textura reactiva puede presentarse como capas delgadas dentro de un lecho de calizas que no presentaría en otra forma una textura reactiva.

La presencia de la textura reactiva en las rocas carbonatadas es una guía de diagnóstico confiable debido a que no aparecen excepciones conocidas a la observación que todas las calizas que poseen la textura y composición característica reaccionarán, o dedolomitizarán (ver sección 5.3), en un medio alcalino. Igualmente, todas las calizas que dedolomitan en un

medio alcalino poseen la textura y composición características de la reacción.

Las condiciones geológicas para la formación de rocas carbonatadas con capacidad de expansión frente a los álcalis son más restrictivas que para otras calizas, y ellas no abundan en el volumen de calizas a nivel mundial. Ellas pueden ocurrir en rocas carbonatadas de cualquier edad pero se han encontrado mas a menudo en rocas carbonatadas de la edad ordovisiana de la escala geológica. Las rocas carbonatadas reactivas conjuntamente con las rocas silíceas reactivas, siendo estas últimas más abundantes en la categoría de agregados silíceos (piedra partida, arena y grava) que pueden ser empleadas en el concreto son potencialmente reactivas frente a las rocas carbonatadas. Así las rocas carbonatadas pueden ser susceptibles a los carbonatos alcalinos, a los álcalis-sílices o a ambas reacciones. Tang en 1996 reportó que algunas rocas sílice-dolomita-cal o piedras dolomo-silíceas eran susceptibles a ambas reacciones.

La expansión de concretos que contienen rocas carbonatas reactivas con los álcalis es favorecida por el tamaño del agregado, disponibilidad de humedad, alta temperatura, alto contenido de álcalis, y para aquellos concretos que contienen rocas carbonatadas expansivas, un componente carbonatado en el cual la calcita y dolomita están presentes en aproximadamente la misma cantidad.

Se puede concluir que las rocas carbonatadas que reaccionan con expansión, generalmente tienen en común las siguientes características:

- **a) Son dolomitas con apreciables cantidades de calcita.**
- **b) Contienen arcilla.**
- **c) Tienen una matriz de grano extremadamente fino.**
- **d) Tienen una textura característica consistente en pequeños rombos de dolomita aislados y diseminados en una matriz de arcilla y calcita finamente dividida.**

Una presentación de las rocas carbonatadas reactivas no sería completa sin mencionar el fenómeno asociado con algunas rocas carbonatadas, las cuales después de un período de 15 a 20 años desarrollan

una fisuración progresiva y astillamiento de las juntas y uniones de los pavimentos de concreto.

Se ha encontrado que las rocas en el concreto afectado habían desarrollado una importante reacción superficial y la pasta circundante se presentaba altamente carbonatada. La superficie de la roca es menos porosa y con mayor contenido de sílice que el interior de las partículas, pudiendo aflojarse sólo mediante exposición a ácido.

Algunas rocas dolomíticas altamente expansivas utilizadas como agregado han desarrollado reacciones superficiales y algunas no. Por lo tanto, no está claro si el desarrollo de la reacción en la superficie es en sí mismo indicación de una reacción dañina.

Rocas de superficie creciente han sido identificadas en Canada y en los Estados Unidos. Son similares a las rocas dolomíticas expansivas excepto que las primeras contienen menos arcilla y son usualmente de mejor calidad física. Los dos tipos de rocas se han encontrado en la misma formación, a veces intercaladas.

Harley ha estudiado la relación entre las rocas expansivas y las de superficie creciente, y ha observado que, a pesar que ambos tipos son similares en diversos aspectos difieren en la relación entre la cantidad de arcilla y la de dolomita en la fracción carbonato. Harley ha anotado la necesidad de investigaciones adicionales para establecer si existe una correlación significativa entre el desarrollo de superficies en la roca y los registros de servicio en obra.

No se han desarrollado medidas correctivas en relación con las rocas de superficie creciente, ya que no se conoce en forma precisa que es necesario remediar o reparar con respecto a esto.

Las investigaciones de Swenson en 1957 y de Hadley en 1961, e investigadores posteriores, han mostrado que la principal reacción química en las rocas es que la dolomita ($CaMg(CO_3)_2$) se descompone o dedolomita, a calcita ($CaCO_3$) y brucita $Mg(OH)_2$ representadas por la siguiente reacción en la cual M representa un elemento alcalino, tal como potasio, sodio, o litio:

$$CaMg(CO_3)_2 + 2MOH \rightarrow Mg(OH)_2 + CaCO_3 + M_2CO_3$$

Una reacción más extensa que ocurre en los concretos es que el álcali carbonatado producido en la reacción inicial puede reaccionar con el $Ca(OH)_2$ producido como un producto normal de la hidratación del cemento, para regenerar el hidróxido alcalino. Por ejemplo:

$$Na_2CO_3 + Ca(OH)_2 \rightarrow 2\ NaOH + CaCO_3$$

Los productos iniciales y finales de la reacción han sido bien documentados, permitiendo establecer los cambios químicos y mineralógicos totales que tienen lugar. Sin embargo, la reacción de dedolomitización, obviamente, no explica el mecanismo de la expansión, debido a que el proceso de reacción actúa como un reemplazo de volumen por volumen sin la producción directa de algún volumen extra que permita generar expansión.

En 1987, Tang y Lu propusieron un mecanismo de reacción álcali-carbonato después de estudiar la reacción de las rocas en solución KOH. Ellos emplearon un microscopio electrónico en el cual los rayos X tenían la energía de dispersión suficiente para observar la ubicación de los productos de la reacción en muestras expandidas.

Ellos encontraron que la brucita producida por la reacción ocurre en un anillo de 2 mm de espesor, con cristales de 2.5 nm (con espacio entre ellos) rodeando a los rombos de dolomita de textura reactiva típica. Los cristales de brucita fueron, a su vez, rodeados por las partículas de calcita y arcilla de la matriz. La calcita de los rombos dedolomitizados permanece en el interior de los cristales dedolomitizados.

Los autores concluyen que la expansión puede ser causada por el proceso combinado de: (1) la migración de iones álcali y moléculas de agua en el espacio restringido de la matriz calcita-arcilla que rodea el rombo de dolomita, (2) la migración de esos materiales en el rombo de dolomita, y (3) el crecimiento y reacomodo de los productos de la dedolomitación, especialmente las brucitas, alrededor de los rombos. De acuerdo a esta

explicación, la presencia de arcillas no es requerida para que la expansión tenga lugar.

Los rombos mantienen sus dimensiones originales soportados por el entramado de calcita permanente, pero el componente $MgCO_3$ de los rombos originales de dolomita es transformado en la brucita que se acumula en capas paralelas alrededor de la periferia del rombo. El rombo original, conjuntamente con la capa de brucita, necesita más espacio y genera una fuerza expansiva que se traduce en agrietamiento de las partículas de agregado grueso.

Los daños debidos al ACR son producidos por el agrietamiento iniciado dentro de las partículas de agregado grueso reactivo y la extensión de esas grietas en la pasta de concreto. Como en el caso del ASR, el daño directo al concreto puede también ser producido por agrietamiento interno de las partículas de agregado que se extienden formando grietas en la pasta. Sin embargo, esto también puede ser producido por la expansión de grietas existentes y la producción de nuevas grietas como una consecuencia de la migración y subsiguiente expansión del gel álcali-sílice. El gel es inicialmente producido por las partículas reactivas y migra de las partículas a las grietas y vacíos en el concreto.

Según Ozol y Newlon, en 1974, aunque la expansión de volumen producida por el ACR puede ser menor que aquella producida por un ASR severo, el daño final al concreto puede ser del mismo orden del producido por el ASR, si el concreto está expuesto a ciclos de congelación y deshielo. Las grietas iniciales producidas por el ACR son magnificadas por la saturación de las grietas y la subsiguiente congelación.

5.6 MEDIDAS PARA PREVENIR LA REACTIVIDAD ACR

No existe ningún método conocido que preserve en forma adecuada a los concretos que contienen los elementos que contribuyen a la reacción química ACR. Sin embargo, las recomendaciones que se han de dar a continuación tratan de prevenir la presencia de ACR en nuevas construcciones.

La fuente de agregados deberá ser ensayada por reactividad de acuerdo

a la Norma ASTM C 586. De acuerdo a Smith en 1974, el criterio para la selección de rocas no reactivas es que la expansión de testigos de la roca almacenados a 23 C, e inmersos en una solución de 1N de NaOH por 84 días no exceda de 0.20%. Según Ryell en 1974, un modo más concluyente de identificar rocas no reactivas es medir expansiones no mayores de 0.30% en un año, en vez de no mayores de 0.20% en 84 días.

Walker recomendó en 1978 que si los ensayos en testigos muestran reactividad, la mejor medida preventiva es evitar la roca seleccionando otra cantera. Si no es económicamente factible evitar el empleo de material reactivo, el deberá ser diluído ya sea por medios naturales o artificiales hasta que el agregado grueso a ser usado contenga menos del 20% de material potencialmente reactivo. Si tanto el material fino como el grueso son reactivos, menos del 15% del agregado total deberá ser material reactivo.

Walker en 1978 indica que otra forma de mitigar el efecto del ACR es emplear un agregado de tamaño menor. Aunque una disminución en el tamaño del agregado no desaparece la reacción química, la expansión parece estar en proporción directa al diámetro de las partículas del agregado. Por lo tanto el menor tamaño posible del agregado reactivo deberá ser empleado.

Como el caso del ASR, el ACR puede ser prevenido por el empleo de un cemento con un bajo contenido de álcalis. Sin embargo, en el caso del ACR, el contenido de álcalis deberá ser menor que el típicamente especificado para el ASR. Según Newlon en 1974, con agregados carbonatados altamente reactivos, el contenido de álcalis del cemento deberá ser limitado a 0.40%.

Según Swenson y Guillot en 1980, las puzolanas tienen un pequeño o ningún efecto en la reducción del ACR. Su efecto radica en demorar la velocidad de la reactividad debido a la reducción de la porosidad del concreto y, por lo tanto, reducción en la velocidad de migración del fluído de los poros.

El agua o humedad está parcialmente involucrada en por lo menos algunas de las reacciones ACR. Por lo tanto, cualquier medio de disminución de la exposición al agua de los concretos susceptibles al ACR puede extender su vida útil.

5.7.- METODOS PARA EVALUAR LA REACTIVIDAD ACR

Las investigaciones del deterioro del concreto debido a la ACR, se realizaron por Swelson y Guillot en 1960; Smith en 1964 y 1974; Newlon, Ozol y Sherwood en 1972; Ryell en 1974 y Roger en 1987, y han proporcionado diversas técnicas y criterios para evaluar el potencial de agregados que participan en esta reacción. A través del estudio cuidadoso de los casos de deterioro, se ha identificado las características litológicas de rocas reactivas y las causas de deterioro.

Una serie de técnicas han permitido eliminar muchas rocas no reactivas mediante este proceso. Las rocas sospechosas remanentes están sujetas a técnicas de evaluación más rigurosas. La metodología culmina por ensayos del agregado en prismas de concreto, el método más confiable para determinar su susceptibilidad al reaccionar con los álcalis y causar deterioro por expansión del concreto. Los ensayos en prismas de concreto son los que mas tiempo consumen y se han indicado diversos procesos de evaluación para determinar las rocas carbonatadas potencialmente reactivas. Información adicional sobre los ensayos se encuentra en el Capitulo 33 de la Norma ASTM CTP 169 C de 1994.

La primera etapa en el proceso es evaluar el registro de servicio en obra del agregado, si es que existe. Deberá darse consideración a las condiciones ambientales, en la medida que ellas pueden contribuir al ACR, así como al tipo de estructuras en el que el concreto será empleado. La similitud de condiciones y las estructuras a ser propuestas deberán ser evaluadas.

El registro de servicio en obra, cuando está disponible, puede proporcionar la respuesta directa sobre técnicas de evaluación. Infortunadamente, esta información es rara vez completa como para proporcionar una respuesta definitiva y así por lo tanto ser complementada con otras líneas de evidencia.

En la evaluación del comportamiento de un agregado en el concreto con respecto al ACR y su registro de servicio en obra, diversos factores son críticos y deberán ser analizados.

La expansión causada por la reactividad álcali-agregado carbonatado esta relacionada al tamaño del agregado, con partículas mayores como las causantes de una mayor expansión. En consecuencia, un agregado que se comporta pobremente con sus partículas grandes puede tener un rendimiento satisfactorio cuando se reduce a partículas menores. Inversamente, un agregado con un buen registro de servicio cuando es empleado en partículas de tamaño menor puede causar expansiones destructivas cuando se empléa en partículas mayores.

La expansión esta directamente relacionada a la cantidad de agregado reactivo en la mezcla, cuanto más reactivo el agregado mayor la expansión. Deberá hacerse un esfuerzo para determinar la cantidad de agregado cuestionable en el concreto cuando se determina el registro de servicio en obra.

La expansión se incrementa con aumentos en el contenido de álcalis. Por lo tanto, es útil determinar el contenido de álcalis de la estructura inspeccionada a fin de establecer el registro de servicio en obra. Fuentes externas de álcalis, tales como las sales descongelantes, también contribuyen a la reacción y deberán ser registradas.

La humedad es necesaria para que la expansión ocurra. Las condiciones del ambiente relacionadas a la disponibilidad de humedad, deberán ser anotadas, así como los aspectos del diseño que promueven o inhiben el ingreso de la humedad en el concreto.

El examen petrográfico de los agregados determina si sus características litológicas corresponden a aquellas representativas de las rocas carbonatadas reactivas. Este examen es una parte importante de cualquier evaluación del agregado para el concreto y deberá ser efectuado por un profesional calificado. La guía para el examen petrográfico esta indicada en la Norma ASTM C 295 y también ha sido detallada por Dolar-Mantuani en 1983.

Debido a la variabilidad de las características litológicas en una roca, el muestreo del agregado a utilizarse con propósitos de evaluación es muy importante y deberá ser efectuado con cuidado, tal como indicó Walter en 1978. Buenos procedimientos de muestreo son analizados en la Norma ASTM

C 295.

Walter indicó en 1978 que la textura distintiva de las rocas susceptibles al ACR, puede ser fácilmente identificada en secciones delgadas. Cuando son vistos al ojo, el agregado reactivo es usualmente oscuro, de grano fino y presenta fractura conchoidal.

Estos ensayos están basados en trabajos efectuados por Hadley en 1964 e indican si una roca se expandirá cuando esté expuesta a una solución alcalina. Tal como está descrito en la Norma ASTM C 586, el ensayo proporciona una indicación relativamente rápida de reactividad expansiva potencial y es una herramienta efectiva para determinar fuentes de agregado. Sin embargo, éste no da una predicción directa de la expansión que ocurrirá en el concreto y no deberá ser empleado como un ensayo de aceptación.

Los cilindros o prismas de la roca sospechosa son inmersos en una solución de hidróxido de sodio al 1N y medidos por cambios de longitud en edades especificadas. La Norma ASTM C 586 recomienda que los especimenes del ensayo deberán ser examinados petrográficamente (Norma ASTM C 295) para estar seguros que ellos representan las características litológicas de la roca que esta siendo evaluada. Los problemas de la selección de especimenes, derivados de la variabilidad natural en las características de las rocas han sido discutidos por Walker en 1978. Técnicas de muestreo adecuadas son descritas por Newlon, Sherwood y Ozol en 1972, la norma ASTM C 295 y Roger en 1987.

La Norma ASTM C 586 indica que la expansión de testigos en un valor de 0.10% o más, a los 28 días, puede ser considerada indicativa de reactividad expansiva. Se ha encontrado, por Dolar-Mantuani en 1974, que algunas rocas tienen una contracción inicial antes de expandir a edades posteriores, habiéndose sugerido un límite de expansión alternativo de 0.20% a las 16 semanas.

Hay algunas sospechas que la expansión tardía de las rocas pueda no causar expansión destructiva del concreto, pero el potencial de estas rocas para causar deterioro no deberá ser totalmente despreciado. Las rocas que expanden en este ensayo deberán estar sujetas a ensayos en prismas de

concreto para evaluar su potencial para causar expansión.

La expansión de los prismas de concreto ha sido muy usada en investigaciones de rocas carbonatadas reactivas y expansivas. A través de trabajos de muchos investigadores (Swenson y Gillot, 1960; Smith, 1964; , Newlon, Oslo y Sherwood, 1972; Ryell, 1974; Buck, 1975; Rogers, 1987; Rogers y Hooton, 1992), los criterios usados en este ensayo para reconocer las rocas que se expandirán en el concreto han sido cuidadosamente elegidos.

Es reconocido que este ensayo proporciona el mejor indicio del potencial de expansión dañina de un agregado carbonatado en el concreto. Versiones de este ensayo han sido estandarizados por la CSA A 23.2-14A y la Norma ASTM C 1105. Los dos métodos usan un tamaño similar del especimen de ensayo. La Norma ASTM C 1105 especifica un almacenamiento húmedo a 23 C, mientras que la CSA A 23.2-14A especifica un almacenamiento húmedo a 38 C.

El trabajo efectuado el año 1992 por Rogers y Hooton indica que el almacenamiento a 38 C da una mejor predicción de la expansión a largo plazo del concreto en el campo. Los dos métodos también difieren en como ellos tocan el problema del contenido de álcalis de la mezcla y la gradación del agregado. Debido a que estos dos factores influyen en la severidad de la expansión que resulta de la ACR, se debe tomar mucho cuidado al evaluar y comparar los resultados y criterios de los dos métodos.

La CSA A 23.2-14A usa una clasificación fija de agregado y especifica que el cemento tiene un contenido de álcalis (Na_2O_e) de 0.90% por masa. Además, la solución de hidróxido de sodio debe ser añadida a la mezcla de concreto para obtener contenido de álcalis Na_2O_e de 1.25%, por masa de cemento. El cemento con el contenido de álcalis más alto es usado. El criterio de la CSA para una reactividad dañina potencial es una expansión mayor a 0.40% en un año. La Norma ASTM C 1293 es similar a este método y, a pesar de ser específicamente adoptada para evaluar los agregados para la ASR, podría ser usada para evaluar rocas para la ACR.

La Norma ASTM C 1105 especifica el uso de la clasificación de los

agregados propuesto para el trabajo, con un tamaño máximo de 19.0 mm. Cuando la mezcla propuesta contiene agregados de mayor tamaño sospechosos de reactividad, son triturados hasta pasar la malla de 19 mm. El cemento usado en el ensayo es el propuesto para el proyecto. Reducir el tamaño de los agregados para el ensayo podría ocultar una tendencia expansiva de las partículas de mayor tamaño. Por lo tanto, es más apropiado ensayar los tamaños mayores, incrementar el tamaño de los especimenes de ensayo si es necesario, o limitar el tamaño máximo del agregado en campo a los de los resultados de los ensayos disponibles.

Los criterios sugeridos para expansión dañina potencial, basados en los trabajos de Newlon, Oslo y Sherwood en 1972 y Buck en 1975, son de 0.015% a los tres meses, 0.025% a los seis meses, y 0.030% en un año. En la Norma ASTM C 33 no han sido adoptados límites para la expansión en este ensayo.

Los límites sugeridos para la expansión en prismas de concreto en estos ensayos han resultado de la comparación de estudios en laboratorio y el comportamiento del concreto en el campo. Con cualquier tipo de límite de aceptación, el mayor problema surge en como evaluar aquellos resultados que se encuentran cerca al límite.

En situaciones límites, se debe tomar en consideración la relación entre las condiciones del ensayo, las condiciones existentes en los estudios de campo (si están disponibles), y las condiciones de servicio proyectadas. Otros aspectos a considerar son la economía de la elección de los agregados, y como el agrietamiento puede afectar la vida de servicio del concreto.

Estos dos métodos (CSA A 23.2-14A y ASTM C 1105) reflejan diferentes aproximaciones al problema de evaluar el potencial de expansión dañina. La aproximación de la CSA y la de Rogers en 1987 es la más conservadora, intentando simular en el ensayo las condiciones más severas que el agregado es probable que encuentre en el concreto, para disminuir la posibilidad de falla para detectar las rocas reactivas y expansivas. Esto alivia al ingeniero de una cierta cantidad de responsabilidad al hacer juicios acerca de los materiales a ser usados.

El método ASTM toma una aproximación más pragmática al ensayar los materiales propuestos para el trabajo. Al hacer eso, coloca una gran responsabilidad sobre el ingeniero para entender las causas de la reactividad álcali-carbonato, los materiales, y su interacción en el ambiente del ensayo y el ambiente de servicio.

Se estima que el mejor ensayo para determinar la reactividad expansiva de un agregado carbonatado es su empleo como agregado grueso en vigas de concreto almacenadas y curadas por humedecimiento continuo a temperatura ambiente, o en ensayos acelerados a 38 C.

Swenson y Guillot han sugerido que una expansión máxima de 0.02% en 6 meses puede ser aceptable en vigas de concreto de 7.5 x 10 x 40 cm, acondicionadas a 23 C y 100% de humedad relativa cuando se las compara con vigas similares preparadas con roca carbonatada no reactiva como agregado.

Rogers en 1987 propuso un ensayo rápido de investigación química, basado en los resultados de investigaciones en que se encontró que las rocas más expansivas tienen una composición química característica con respecto al CaO, MgO, y contenido de arcilla. Al graficar la relación CaO-MgO versus el residuo insoluble o el contenido de Al_2O_3, las rocas potencialmente reactivas-expansivas caen dentro de un campo distinto y además pueden ser rápidamente separadas de las rocas no reactivas. Este método (CSA A23.2-26A) está incluido en la Norma CSA A 23.2.

Gillot en 1963 desarrolló un método que mide la expansión de rocas pulverizadas en una solución de hidróxido de sodio. Este método no ha sido usado extensamente debido en parte a la preocupación a cerca de la variación del tamaño de las partículas y textura de la roca, las cuales son conocidas de tener un efecto sobre la expansión, y la naturaleza detallada de la instrumentación necesaria.

Tang y Lu en 1987 mostraron que expansiones significativas debidas a la ACR podrían ser obtenidas en un ensayo modificado de prisma de roca, en el cual los prismas de 8 por 15 mm fueron almacenados en KOH 1N a 80 C. Fueron obtenidas expansiones mayores a 1% en 10 días, usando el agregado altamente reactivo de Kingston, Ontario.

Cuando nuevas áreas o perforaciones de canteras son abiertas, el registro de servicio de campo del material establecido no deberá ser tomado únicamente en cuenta sin haber determinado si las nuevas litologías son de características similares. Cuando se evalúa la información proporcionada por el registro de campo, es importante establecer que los agregados en el concreto sean de las mismas características litológicas que los agregados cuyo comportamiento potencial está siendo evaluado. Los ensayos explicados en este capítulo son suficientes para ayudar al tecnólogo del concreto a realizar tal evaluación.

6.- REACCION CEMENTO-AGREGADOS

Se han presentado expansiones excesivas, usualmente acompañadas de agrietamientos importantes, en concretos preparados con algunos agregados que se encuentran en los sistemas ribereños de algunos estados de los Estados Unidos.

Los agregados involucrados son altamente silicosos, y el pequeño tamaño del agregado grueso en ellos ha originado que sean conocidos como agregados "arenosos-gravosos". En estos agregados se ha encontrado que los feldespatos y granitos de grano grueso son constituyentes importantes.

Los agregados "arenosos-gravosos", tienen diversa composición y diferentes tendencias expansivas. Algunos, con pobres registros de servicios, producen únicamente ligera o moderada expansión en el ensayo de barras de mortero de acuerdo a la Norma ASTM C 227.

El empleo de material puzolánico, o la limitación del contenido de álcalis en los cementos a 0.6%, no han probado ser efectivas para evitar el agrietamiento en forma de mapa.

Por todas las razones mencionadas se ha concluído que este tipo de agrietamiento es causado por reacciones fundamentalmente diferentes a aquellas involucradas en las reacciones álcali-sílice y álcali-agregado carbonatado. Sin embargo, la expansión y el agrietamiento en mapa, al menos superficialmente, son similares.

Los concretos afectados por la reacción cemento-agregado comunmente contienen partículas reactivas con los álcalis, presentándose un gel similar al hallado en la reacción álcali-sílice, aún cuando la proporción de tales constituyentes es muy pequeña.

En este tipo de reacción los álcalis parecen desempeñar algún papel, aún cuando no hay una correlación consistente entre la extensión del agrietamiento y el contenido de álcalis en el cemento. Por ejemplo, se ha observado excesiva expansión en ensayos de laboratorio con cementos con un contenido de sólo 0.17% de álcalis como Na2O.

La naturaleza, cantidad, tamaño y granulometría de las partículas reactivas presentes en los agregados "arenosos-gravosos", son factores que pueden diferir con las fuentes de agregados y su origen geológico. Igualmente, poco se ha estudiado sobre el origen de la fisuración temprana o expansión bajo condiciones controladas de laboratorio.

Por lo anterior, puede ser apresurado llegar a una conclusión definitiva en el sentido que el proceso físico-químico es fundamentalmente distinto del de la reacción álcali-sílice. Sin embargo, las diferencias prácticas son suficientes para afirmar que se encuentran involucrados otros procesos.

Gibson y Sholer han desarrollado ensayos para evaluar la reactividad potencial de combinaciones álcalis-agregados arenosos-gravosos, sin que los resultados allan sido suficientemente satisfactorios.

El ensayo en barras de mortero, sugerido por Conrow, ha sido adoptado como recomendación de la Norma ASTM C 342, concluyéndose que una expansión de 0.20% en un año en este ensayo indica una combinación cemento-agregado no aceptable. La falta de una adecuada correlación obliga a recomendar el ensayo como indicativo de daño potencial, aunque se considera más confiable que los exámenes petrográficos efectuados de acuerdo a la Norma ASTM C 295 y las pruebas de barras de mortero de acuerdo a la Norma ASTM C 227.

La reacción cemento-agregado es principalmente entre los álcalis del

cemento que producen un pH alto y abundantes hidróxilos, y los componentes silíceos del agregado. En efecto, la evaporación en la superficie del concreto produce un aumento en la concentración de álcalis en los fluídos presentes en los poros cercanos a la superficie de secado y el resultado es una migración de álcalis hasta la superficie. En estas condiciones, aún con cementos con bajo contenido de álcalis, se pueden provocar daños considerables, especialmente cerca de la superficie. Esta distribución de álcalis puede ser alterada por fenómenos de lixiviación de los álcalis cercanos a la superficie durante períodos de lluvias intensas.

La reacción físico-química que causa la expansión o agrietamiento debido a la reacción cemento-agregado no es completamente conocida. Ello dificulta el desarrollo de medidas correctivas y obliga a recomendar que, siempre que ello sea posible, se evite emplear este tipo de combinaciones cemento-agregado. Si fuera necesario utilizarlas deberá seguirse lo que a continuación se indica.

La limitación del contenido de álcalis del cemento a 0.6% no es una medida correctiva confiable. Los ensayos empleando el procedimiento indicado en la Norma ASTM C 342 dan grandes expansiones con cementos con un contenido de álcalis de 0.5% ó menores.

Una medida correctiva es el empleo como agregado de una combinación de 70% de material arenoso-gravoso con 30% de caliza triturada gruesa. Se deberán realizar pruebas en el concreto a fin de determinar si la combinación da buenos resultados y si la roca caliza en la granulometría seleccionada resiste la congelación al emplearse en concretos con aire incorporado.

Ensayos realizados, en los Estados Unidos, en pistas de concreto construídas empleando la mezcla de agregados indicada y diversos cementos, han permitido determinar que después de 16 años los concretos se encontraban en buenas condiciones. Igualmente sde ha erncontrado que no presentan expansión ni mapa de fisuración aquellos concretos preparados con el agregado básico arena-cuarzo y cemento con un contenido de álcalis de 0.55 y C3A de 6.5% ó menor. En el estado actual del conocimiento, la conclusión que la mejora en el comportamiento del concreto

fue debida al bajo contenido de C3A es sólo especulativa.

En ensayos efectuados en Nebraska, Estados Unidos, el reemplazo de cemento por cenizas de buena calidad, del orden de 98 kg/m3, inhibió la expansión y aparición del mapa de fisuramiento. Igualmente se demostró la efectividad de reemplazar 30% de agregado arenoso-gravoso con caliza gruesa chancada.

7.- AGREGADOS CONTAMINADOS

Pueden presentarse entre el cemento y el agregado algunos tipos de reacciones que no pueden ser clasificadas en los grupos anteriores. Entre las principales sustancias reactivas deletereas con las cuales los agregados pueden contaminarse, ya sea por causas naturales o inadecuada limpieza de los medios de transporte, se encuentran:

El carbón contiene a menudo compuestos de azufre, comunmente sulfuro de hierro, el cual oxida a sulfato de hierro y da origen a ataques por sulfatos. Adicionalmente las partículas de carbón pueden causar decoloración y manchado de la superficie.

La zeolita es capaz de experimentar un cambio de base al cambiar a calcio los álcalis presentes en este mineral. Los álcalis sueltos pueden atacar partículas de agregado suceptibles y formar eflorescencias en o cerca de la superficie del concreto. Es igualmente importante conocer que muchos agregados naturales pueden extraer calcio de soluciones alcalinas, así como que algunos de los agregados naturales liberan óxidos de sodio y potasio cuando están embebidos en la pasta.

El yeso es moderadamente soluble en agua y puede dar como resultado ataque por sulfatos.

La alúmina mineral, con fórmula $K2Al6(OH)12(SO4)4$, por contener productos de oxidación puede dar lugar a expansión, agrietamiento y alabeo, probablemente como resultado del ataque del sulfato sobre el cemento, desde que, como producto secundario, se produce sulfoaluminato de calcio en forma abundante. Efecto similar puede esperarse de otros agregados que contengan

sulfatos solubles.

La cal y la dolomita anhidras presentes en el agregado deberán reaccionar con el agua en el concreto fresco y con el bióxido de carbono en el aire, formando hidróxidos y carbonatos con expansión que origina ampolladuras en la superficie del concreto.

La pirita mancha el cemento, pero ello no es causa de perjuicios serios, salvo que se trate de concretos cara vista.

Hansen ha encontrado que la reacción álcali-sílice puede ser responsable del inicio de un proceso que permite al óxido de magnesio presente en el cemento causar una excesiva expansión.

Al respecto indica que las unidades de expansión originadas por la reacción álcali-sílice si están presentes en concretos preparados con cementos de bajo contenido de álcalis, pueden no ser suficientes para producir expansión pero si suficiente presión durante el secado y ocasionar minúsculas grietas en la pasta. Estas grietas permiten al agua llegar fácilmente a los granos de periclasa, óxido de magnesio en forma nativa, cuando el concreto está húmedo, originando expansión y rotura de éste.

La periclasa y la pirrotita son minerales naturales que en algunas oportunidades se encuentran en el agregado en forma de sulfuros, los cuales pueden oxidar a sulfatos originando ataque. Hansen sostiene que en este mecanismo la única reacción cemento-agregado es la reacción álcali-sílice y aunque la periclasa es la causante directa de la expansión y rotura del concreto, dicha reacción no se produciría sin la presencia de minúsculas grietas en la pasta, directamente originadas por la reacción álcali-sílice.

La marcasita, al igual que las piritas, puede estar presente en algunas gravas pedernal y dar lugar a manchas de herrumbre sobre la superficie expuesta del concreto.

Los álcalis sueltos pueden atacar partículas de agregado suceptibles y formar eflorescencias en o cerca de la superficie del concreto. Es igualmente importante conocer que muchos agregados naturales pueden extraer calcio de

soluciones alcalinas, así como que algunos de los agregados naturales liberan óxidos de sodio y potasio cuando están embebidos en la pasta.

8.- EVALUACION Y REPARACION DE ESTRUCTURAS

8.1.- INTRODUCCIÓN

Muchas estructuras y pavimentos investigados en algún período después de la construcción han sido afectados por ASR o ACR.

En algunos casos, el examen petrográfico de muestras extraídas ha mostrado la presencia de reactividad pero no micro fisuramiento o deterioro dentro de la matriz de la pasta de cemento que rodea las partículas reactivas. En otros casos, se manifiesta un serio micro fisuramiento de las partículas y de la matriz de la pasta de cemento que las rodea y exudación del gel de expansión.

En estos últimos casos, la superficie del concreto será seriamente agrietada en un patrón aleatorio de su desarrollo interno. Además, la resistencia y el módulo de elasticidad dentro del concreto podrían haber disminuido. Los investigadores han encontrado que la disminución en la resistencia a la compresión es generalmente insignificante. La resistencia a la tracción tiende a disminuir más rápidamente y en una mayor magnitud que la resistencia a la compresión.

Cada situación donde la reactividad ocurre o es sospechada debe ser evaluada independientemente debido a la combinación original cemento-agregado usada en el trabajo, otro tipo de estructura o pavimento involucrado, el medio ambiente, y problemas potenciales que podrían ocurrir mientras que el concreto se expande o se desarrolla.

La consideración más importante al establecer un programa de reparación y mantenimiento es que la reactividad requiere humedad. Por lo tanto, los métodos que restringen o prevén que la humedad ingrese al concreto tendrán el mayor éxito al prolongar el tiempo de servicio de tal concreto.

8.2.- EVALUACION DE ESTRUCTURAS

Una vez que la AAR ha sido detectada en una estructura o pavimento, las áreas de concreto afectado deberán ser identificadas y el nivel de resistencia existente del concreto deberá ser establecido. La investigación inicial proporcionará una base para comparar con estudios futuros o continuar con el monitoreo. La guía para realizar tales investigaciones se encuentra en las recomendaciones ACI 201.1R; ACI 201.3R; y ACI 207.3R. La mayoría de los investigadores usan técnicas no destructivas (ver ACI 228.1R) para establecer la resistencia del concreto debido a que el volumen de concreto involucrado puede ser muy grande. Este trabajo puede ser hecho rápidamente sin dañar la estructura.

Los resultados de los métodos no destructivos son frecuentemente correlacionados con los resultados de los ensayos en muestras obtenidas por perforación y vigas cortadas. Esta correlación debería incluir muestras de concreto no afectado de una parte seca de la estructura para comparar, si es posible. Recientemente, se han descubierto métodos de ensayo que pueden proporcionar una predicción razonable de la cantidad de expansión que permanece dentro del concreto, tal como lo indicó Stark en 1985 y 1991; y se menciona en sección 4.

Un programa de monitoreo periódico deberá ser establecido. Estructuras o pavimentos afectados son comúnmente examinados en una base anual, al menos inicialmente, debido a que el progreso en los primeros años de deterioro de la reactividad es lento. Donde los resultados del monitoreo anual muestren un pequeño cambio, la frecuencia del monitoreo puede disminuir. En elementos estructurales críticos, podría ser prudente determinar las condiciones de esfuerzos existentes por la técnica de perforaciones adicionales. La instalación de instrumentación tales como medidores de esfuerzos, extensómetros, y monitores de grietas pueden ser útiles para monitorear los cambios.

Basados en los resultados del monitoreo periódico, el grado del efecto de la reactividad en varias partes de la estructura o pavimento deberá ser determinado. Para concreto estructural, un análisis estructural deberá ser realizado con parámetros de resistencia de diseño para evaluar la integridad

de la estructura. El análisis de elementos finitos es frecuentemente usado para este propósito debido a que este permite que el nivel de resistencia sea variado dentro de cada elemento, tal como lo demostraron Moranville-Regourd en 1996.

Un análisis de costos deberá también ser hecho para determinar si se debe mantener y reparar la estructura, o debe ser reemplazada, esto basado en su vida de servicio predecida, tal como lo estableció Oberholser en 1996. La magnitud del deterioro y la perdida de resistencia determinarán la opción más económica. El fracaso al proporcionar al menos algún tipo de mantenimiento resultará en una aceleración del deterioro de la superficie por otros factores de durabilidad como el congelamiento y descongelamiento de la humedad dentro del concreto agrietado, tal como lo indicaron Cavalcanti en 1987 y Thompson en 1995.

8.3.- METODOS Y MATERIALES DE REPARACIÓN

El deterioro en una estructura o un pavimento que ha sido afectado por la AAR podría ser clasificado como de naturaleza estructural y no estructural. La reparación estructural requerirá más estudio y análisis para asegurar una adecuada seguridad.

El deterioro estructural se podría manifestar en la pérdida excesiva de la resistencia del concreto, distorsión de miembros estructurales, o pérdida de la continuidad estructural debido al agrietamiento. La expansión del concreto podría también producir una presión excesiva en las juntas o fuerte astillamiento del concreto a lo largo de éstas. El agrietamiento en losas armadas contribuye a la corrosión del refuerzo, causa problemas en las juntas, y causa pérdida en la transferencia de carga.

La reparación de deterioros estructurales generalmente involucra una combinación de métodos. Donde el nivel de resistencia es adecuado, la reparación podría ser posible tan solo removiendo y reemplazando el concreto deteriorado, aplicando una inyección de resina epóxica en las grietas, y aplicando un recubrimiento que repela la humedad. Donde ocurre una perdida moderada de la resistencia, podría ser necesario reforzar los miembros con concreto adicional.

El pretensado dentro de concreto adicionado ha sido satisfactoriamente utilizado por Vanderstraeten en 1986 para reparar las capas protectoras de los pilotes de las columnas de puentes en Africa. Sin embargo, donde el volumen del concreto es más masivo, la fuerza generada por la expansión podría exceder la fuerza que puede estar contenida por el pretensado. Las presas de concreto que son afectadas por ASR y ACR son buenos ejemplos. La presión generada por la expansión podría ser mayor a 4.0 MPa.

Cuando el pretensado es usado en concretos reactivos, los tendones no deberán estar embonados. Los tendones deberán pasar a traves de tuberías de cloruro de polivinilo u otro material apropiado. La experiencia ha mostrado que la expansión continua de la ASR y la ACR podría causar agrietamiento en el concreto que se encuentra cerca de los ligantes límites, causando una pérdida completa del pretensado con el tiempo.

Thompson, en 1992, indicó que donde la presión de la expansión es suficientemente grande para causar astillamiento a lo largo de las juntas o distorsión de los miembros, el alivio de la presión se podría obtener creando hendiduras. Si la expansión continúa, será necesario realizar hendiduras adicionales.

Algunas investigaciones han mostrado que curar las barras de mortero de agregado reactivo en una atmósfera saturada de dióxido de carbono detendrá la expansión. En Brasil, el dióxido de carbono ha sido inyectado dentro de la masa de concreto a través de agujeros taladrados, con algo de éxito, inhibiendo la reactividad, tal como fue informado en el International Committee on Large Dams en 1991.

Información adicional de la reparación de grietas en concreto estructural puede encontrarse en las recomendaciones ACI 224.1R y ACI 503R. La efectividad y longevidad de las reparaciones serán variables, debido a factores tales como la tasa de expansión.

El deterioro estructural en pavimentos podría causar una perdida significativa en la vida de servicio. El deterioro del pavimento por la ASR y ACR ha sido reportado en los Estados Unidos y en otras partes. La expansión

por AAR produce grietas y pérdida de la rigidez de las losas.

El agrietamiento en los pavimentos reforzados también ha sido reportado como contribuyente en la corrosión del refuerzo. El agrietamiento ha sido un problema en las juntas y ha causado pérdida en la transferencia de carga. Estudios han mostrado que la reconstrucción no es una solución práctica debido a que estos pavimentos conservan algún valor estructural. Un extenso trabajo efectuado por Van der Walt en 1981 en Sudáfrica ha mostrado que el recubrimiento del pavimento ha sido la solución económica más efectiva.

Los tipos de recubrimientos incluyen el recubrimiento de concreto con juntas no conectadas, el recubrimiento de concreto continuamente reforzado no conectado, el recubrimiento grueso de asfalto, y una base de piedra triturada con un recubrimiento delgado de asfalto.

Donde el pavimento es aún estructuralmente adecuado, las medidas de mantenimiento y rehabilitación podrían incluir el sellado posterior donde existan vacíos después de la reparación de la losa, juntas o grietas, el sellado de juntas y grietas, mejoramiento de drenaje, y mejoramiento de la transferencia de la carga. Información sobre reparación de pavimentos y juntas puede encontrase en la recomendación ACI 504R y varios boletines de la Pórtland Cement Association de los años 1976, y 1981.

El deterioro no estructural en el concreto dañado por la ASR y ACR es mayormente de naturaleza estética. La reparación debe incluir el retiro y reemplazo de solamente el concreto severamente dañado y la aplicación de un recubrimiento protector que repela la humedad.

El método seleccionado dependerá del ancho de las grietas. Las grietas muy delgadas pueden generalmente ser cubiertas si el recubrimiento puede unir las grietas angostas. Las grietas más anchas requerirán el sellado con un epóxico antes del recubrimiento. Se ha tenido éxito manteniendo una buena apariencia de la superficie con recubrimientos de cemento modificados con látex. Información sobre la preparación de la superficie (incluyendo la necesidad del secado) y la aplicación de los recubrimientos a prueba de humedad están contenidos en la recomendación ACI 515.1R.

Donde la apariencia no sea una preocupación, Imai en 1987 y Berube en 1996 han obtenido excelente protección a la humedad y reducción de la expansión tratando la superficie del concreto con un solvente basado en sileno repelente al agua.

Un número de ensayos en el campo patrocinados por la SEP y la Administración Federal de Carreteras están actualmente poniéndose en marcha en los Estados Unidos para evaluar los efectos beneficiosos del litio al mitigar el deterioro por ASR en los pavimentos. El litio también ha sido usado como parte de un proceso electroquímico para remover el cloruro del concreto. El litio fue usado en el electrolito, por Stokes en 1996, para prevenir cualquier empeoramiento o desarrollo de la expansión de la reacción.

CAPITULO 12

ATAQUES POR DESGASTE SUPERFICIAL

1.- RESUMEN

La superficie de un elemento de concreto puede estar sometida a acciones que contribuyan a su desgaste y envejecimiento. A este proceso se le conoce en algunos con el nombre de erosión por abrasión, y en otros de erosión por cavitación, estableciendo la diferencia en función de los mecanismos de deterioro actuantes.

Los ataques al concreto por desgaste superficial del mismo pueden clasificarse en tres grandes grupos:

1.- ATAQUES POR ABRASION

2.- ATAQUES POR EROSION

3.- ATAQUES POR CAVITACION

Desde un punto de vista conceptual, la erosión puede ser definida como "la desintegración progresiva de un sólido por acciones de cavitación, abrasión, o acción química". En este Capítulo nos referiremos a: (1) erosión por abrasión del concreto; (2) la erosión por cavitación que resulta del colapso de las burbujas de vapor formadas por cambios en la presión dentro de un flujo de agua de alta velocidad; y (3) la desintegración del concreto por ataques químicos.

Si bien las partículas arrastradas por el viento pueden tener efecto erosivo sobre las superficies del concreto, la más importante causa de abrasión de pisos y pavimentos es producida por el paso de personas, circulación de vehículos, o rodadura de objetos o máquinas.

Entre los factores que disminuyen la resistencia del concreto a la acción de agentes abrasivos se pueden indicar la exudación y segregación del concreto; su resistencia a la compresión; las propiedades de los agregados; los procedimientos de acabado; y el procedimiento y tiempo de curado.

En este trabajo la erosión es definida como el deterioro causado por la acción abrasiva de fluídos o sólidos en movimiento. La resistencia a la erosión es importante en estructuras hidráulicas en las que el concreto está sometido a la acción abrasiva del agua en movimiento la cual transporta partículas sólidas. La acción de choque, deslizamiento o rozamiento de tales partículas puede causar desgaste superficial del concreto.

En este trabajo se define como cavitación a la erosión progresiva del concreto originada por el flujo no lineal de aguas limpias a velocidades sobre los 12 m/seg. El origen de la cavitación está en que, cuando se forman en aguas en movimiento burbujas de vapor ellas fluyen conjuntamente con el agua. Cuando ingresan a una región de alta presión colapsan con un gran impacto. A este proceso de formación de burbujas de vapor y su posterior colapso se le conoce como cavitación. La energía que se libera durante este colapso puede ser lo suficientemente grande como para desgastar grandes áreas de la superficie del concreto en tiempos comparativamente pequeños.

Además de los dos ataques indicados, los cuales son los más importantes, nos ocuparemos igualmente de la destrucción de la superficie debido a ataques químicos, complementando lo ya indicado en el Cap{itulo de "Ataques Químicos al Concreto"

2.- CONCEPTO DE EROSION POR ABRASION

La superficie de un elemento de concreto puede estar sometida a factores que contribuyen a su desgaste y envejecimiento. A este proceso se le conoce en algunos de los casos con el nombre de erosión por abrasión y en otros de erosión por cavitación, estableciéndose la diferencia en función de los mecanismos de deterioro actuantes.

El Comité 116R del ACI define a la erosión como "la desintegración progresiva causado por la acción abrasiva o la cavitación de gases, fluídos o sólidos en movimiento", en tanto que la resistencia a la abrasión es definida como "la habilidad de una superficie para resistir el desgaste producido por fricción o rozamiento" En este Capítulo nos referiremos a:

- **a) La erosión por abrasión del concreto;**
- **b) La erosión por cavitación que resulta del colapso de las burbujas de vapor formadas por cambios en la presión dentro de un flujo de agua de alta velocidad, y**
- **c) La desintegración del concreto por ataques químicos.**

La resistencia a la erosión del concreto es importante en pisos y pavimentos sujetos a desgaste y en estructuras hidráulicas que están

sometidas a la acción abrasiva del agua en movimiento que transporta partículas sólidas. La acción de choque, producida por personas o vehículos, o el deslizamiento o rozamiento de las partículas arrastradas por el agua pueden causar desgaste superficial del concreto.

La abrasión es definida por el Comité 116R del ACI como "el desgaste de una superficie debido a un proceso de fricción y rozamiento", en tanto que la resistencia a la abrasión es definida como "la habilidad de una superficie para resistir el desgaste producido por fricción o rozamiento".

Las partículas arrastradas por el viento o el agua pueden tener efecto abrasivo sobre las superficies de concreto. El efecto más importante es la abrasión de pisos y pavimentos producida como consecuencia del diario rozamiento por el trajín de personas, la circulación de vehículos, o la simple rodadura de objetos o maquinarias, el cual si es continuo puede llegar a producir exposición del acero de refuerzo al eliminar la capa de protección.

Pueden haber casos en los que la exposición por abrasión es de pequeña importancia estructural, pero puede ser un problema por el polvo que se levanta, el cual puede ser objetable en algunas clases de servicios.

La abrasión del concreto en estructuras hidráulicas se analiza en los acápites correspondientes.

La resistencia al desgaste originada por la abrasión es de gran importancia en el caso de pisos y pavimentos, los cuales, dependiendo del tipo de tráfico al cual estarán sometidos, deben tener ciertas características que los ayuden a soportar el desgaste. El tipo de tráfico permite clasificarlos en tres categorías:

a) Tráfico liviano, dentro del cual se encuentran los pisos de casas, patios, veredas, etc. En estos casos bastará utilizar una buena mezcla de concreto adecuadamente preparada, colocada y curada; pero, en general, no justifican un tratamiento especial de la superficie.

b) **Tráfico mediano, dentro del cual se encuentran los pisos de hospitales, colegios, ministerios, mercados, hoteles, industria muy pequeña, etc. En estos casos puede justificarse un tratamiento especial del concreto.**

(c) **Tráfico intenso, dentro del cual se encuentran las fábricas con equipo pesado, pavimentos, etc. En estos casos puede ser necesario un tratamiento de la superficie del concreto.**

La resistencia del concreto a la acción abrasiva es igualmente importante en aquellos casos en que, por condiciones de trabajo, pueden presentarse problemas que son ocasionados por desprendimiento de polvo y se requiere que la atmósfera esté libre de éste.

El daño causado por la erosión por abrasión en estructuras hidráulicas resulta de los efectos abrasivos de los sedimentos, arena, grava, rocas y otros desechos transportados por el agua que chocan contra la superficie del concreto durante la operación de una estructura hidráulica. La erosión por abrasión se reconoce por la superficie de concreto de apariencia gastada y lisa, la cual se distingue de los pequeños agujeros formados por la erosión por cavitación. Vertederos, depositos de sedimentos, esclusas, conductos de drenaje, alcantarillas, y revestimientos de túneles son particularmente suceptibles a la erosión por abrasión.

La magnitud de la erosión depende de muchos factores, tales como el tamaño, forma, cantidad y dureza de las partículas que son transportadas, la velocidad del agua, y la calidad del concreto. Mientras que el concreto de buena calidad es capaz de resistir altas velocidades de agua por muchos años con poco o ningún daño, el concreto no puede resistir la acción abrasiva de los sedimentos o de repetidos impactos sobre su superficie. En tales casos, la erosión por abrasión varía en profundidad, pudiendo ir desde pocos centímetros a espesores mayores de un metro, dependiendo de las condiciones de flujo.

Un diseño típico de un depósito de sedimentos incluye la solera aguas abajo de 1 á 6 mts. de alto proyectada para crear una piscina permanente que ayude a disipar la energía de flujos de alta velocidad. Desafortunadamente, en

muchos casos, estas piscinas también atrapan rocas y sedimentos. Las fuerzas de impacto asociadas con los flujos turbulentos llevan grandes rocas y cantos rodados a altas velocidades, contribuyendo con el deterioro de la superficie.

Hay muchos casos en los que el concreto empleado en depósitos de sedimentos de estructuras de baja carga también ha mostrado erosión por abrasión. Los canales y amortiguadores dentro del depósito de sedimentos son particularmente susceptibles a la erosión por abrasión por el impacto directo de los materiales arrastrados por las aguas.

En la mayoría de los casos, el daño causado por la erosión por abrasión en los depósitos de sedimentos ha sido el resultado de una o más de las siguientes causas:

- **a) Flujos de derivación o descargas de casas de fuerza adyacentes al depósito de sedimentos;**
- **b) Remolinos creados por flujos de derivación o descargas de casas de fuerza adyacentes al depósito de sedimentos;**
- **c) Actividades constructivas en la vecindad del depósito, especialmente las que involucran los diques provisorios;**
- **d) Descargas no simétricas en el recipiente;**
- **e) Fallas en la limpieza del depósito después de la terminación del trabajo de construcción; y**
- **f) Topografía del canal efluente.**

Los revestimientos de los túneles de concreto son suceptibles al daño por erosión por abrasión, particularmente cuando el agua lleva grandes cantidades de arena, grava, rocas, y otros sedimentos. Generalmente el piso del tunel es la zonas más dañada.

La pérdida de la resistencia a la abrasión es un fenómeno progresivo. Inicialmente, la resistencia a la abrasión está intimamente relacionada a la dureza de la superficie de desgaste por lo que la capacidad de desgaste de los pisos es mejor juzgada sobre esta base.

La resistencia al desgaste puede ser modificada por el empleo de capas

de rodamiento, técnicas de acabado, y procedimientos de curado.

Conforme la pasta se desgasta, los agregados finos y grueso son expuestos dando lugar a que la abrasión y el impacto causen degradación adicional, la cual está relacionada a la resistencia por adherencia agregado-pasta y a la dureza del agregado.

Los ensayos y experiencia de obra han demostrado, en general, que la resistencia en compresión es el más importante factor individual que controla la resistencia a la abrasión del concreto, con ésta última incrementándose conforme se incrementa la primera. Desde que la resistencia a la abrasión ocurre en la superficie, es crítico que sea maximizada. Ambas resistencias varían inversamente con la relación de vacíos (agua más aire) a material cementante. La resistencia a la abrasión puede ser incrementada por el empleo de materiales de revestimiento, técnicas de acabado y procedimientos de curado.

La confianza no debe ser depositada únicamente sobre los resultados de resistencia en compresión de los cilindros de ensayo, debiendo efectuarse una cuidadosa inspección de las instalaciones y acabado de la superficie del piso.

Entre los factores que disminuyen la resistencia del concreto a la acción de los agentes abrasivos se pueden mencionar:

(a) La exudación y segregación del concreto.
(b) La resistencia a la compresión del concreto.
(c) Las propiedades de los agregados.
(d) Los métodos y tiempo de acabado.
(e) El empleo de cubiertas o recubrimientos.
(f) El procedimiento de curado.
(g) Una relación agua-cementante alta en la superficie, por adición de agua a la superficie durante el acabado.

Por ende, para una mezcla de concreto dada, la resistencia a la compresión en la superficie puede ser mejorada:

(a) Evitando la segregación.

(b) Eliminando la exudación.

(c) Proporcionando un tiempo de acabado adecuado.

(d) Minimizando la relación agua-cementante en la superficie.

(e) Frotachando fuertemente la superficie.

(f) Empleando procedimientos de curado adecuados.

La exudación de la mezcla, entendida como el flujo de agua que trata de alcanzar la superficie debido a un exceso en la mezcla como consecuencia de una mala dosificación de la misma, produce un incremento en la relación agua-material cementante en la superficie con la consiguiente disminución de la resistencia de ésta a los procesos de desgaste.

La exudación puede ser controlada por una adecuada dosificación de la mezcla; incremento en la riqueza y/o fineza del cemento; adición de materiales cementantes, especialmente puzolanas o cenizas, adición de aire incorporado; o utilización de aditivos reductores de agua-controladores de fragua.

La segregación, descomposición mecánica del concreto por separación entre el agregado grueso y el mortero, puede deberse a un mal proceso de colocación y compactación debido a un inadecuado vaciado del concreto, un exceso de tiempo de vibrado, o a mala compactación del elemento.

Todas las acciones indicadas favorecen que el agregado grueso se deposite en la parte inferior del elemento estructural y en la parte superior de éste se concentre gran cantidad de finos y agua, produciendo una superficie poco resistente al desgaste.

El proporcionamiento de las mezclas para óptima resistencia en compresión, en un nivel económico dado, deberá incluir el empleo de una relación agua-cementante mínima y un tamaño de agregado adecuados para los requerimientos de resistencia.

Deberá darse una consideración especial a la calidad de los agregados en la zona superficial. La vida de servicio de algunos concretos, tales como los pisos de fábricas sujetos a abrasión debida a ruedas metálicas o tráfico pesado con llantas duras, puede ser prolongada en forma importante por el

empleo de agregados especialmente duros o tenaces.

En mezclas más ricas, a medida que se reduce el tamaño máximo del agregado se incrementa la resistencia a la compresión del concreto y, como resultado, se obtiene una resistencia máxima a la abrasión en la superficie del concreto. La dureza de los agregados, especialmente del agregado grueso, es de gran importancia en la resistencia a la abrasión, siendo de mayor importancia conforme la resistencia a la compresión del concreto se hace menor, especialmente cuando se encuentra entre 210 y 350 kg/cm2.

Agregados de alta calidad pueden ser empleados ya sea por el procedimiento de esparcido seco o como parte de una mezcla de coronación de alta resistencia. Si la abrasión es el principal problema, la adición de agregados con cuarzo de alta calidad, basalto, andesita, o cualquier roca ignea de grano fino y color oscuro, adecuadamente proporcionados con el cemento deberá incrementar la resistencia al desgaste al mejorar la resistencia a la compresión de la superficie.

Es muy importante darle una consideración especial a la calidad de los agregados que se encontrarán en la superficie, dependiendo del uso al que ésta estará sujeta. Para incrementar resistencia a la abrasión adicional a la superficie, un cambio a una mezcla de agregado metálico y cemento deberá incrementar la resistencia al desgaste y proporcionar vida adicional a la superficie.

Adicionalmente a lo anterior, en las mezclas más ricas, al reducirse el tamaño máximo del agregado se incrementa la resistencia en compresión del concreto y como resultado se obtiene una resistencia máxima a la abrasión en la superficie del concreto.

En concretos cuyas resistencias en compresión varían de 140 á 700 kg/cm2 a los 28 días, la resistencia a la abrasión de éstos últimos puede ser hasta cinco veces mayor que aquella que corresponde a las mezclas más pobres. Contribuye a ello el que, en las mezclas más ricas, al reducirse el tamaño máximo del agregado se incrementa la resistencia en compresión del concreto y como resultado se obtiene una resistencia máxima de la superficie del concreto a la abrasión.

La resistencia de los agregados fino y grueso a la abrasión es un elemento de gran importancia. La dureza del agregado grueso es significativa en la resistencia del concreto a la abrasión, siendo mayor la importancia conforme la resistencia a la compresión del concreto se hace menor.

Se pueden emplear agregados especiales, ya sea por el procedimiento de esparcido seco o como parte de una mezcla de coronación de alta resistencia. Si la abrasión es el principal problema, la adición de agregados con cuarzo de alta calidad, basalto, andesita, o cualquier roca ignea de grano fino y color oscuro, adecuadamente proporcionados con el cemento incrementará la resistencia al desgaste ya que mejora la resistencia a la compresión de la superficie.

Para lograr un mayor incremento en la resistencia a la abrasión se podría usar una mezcla agregado metálico-cementante, la cual a su vez proporcionará un tiempo de vida adicional a la superficie. Para este caso, el procedimiento de trabajo debe ser correctamente ejecutado a fin de evitar resultados inconvenientes. El procedimiento debe aplicarse siempre después que el concreto ha comenzado a endurecer y perder la humedad superficial a causa de la exudación.

En concretos con resistencia a la compresión por encima de 550 kg/cm2 a los 28 días, el efecto de la dureza del agregado sobre la resistencia a la abrasión tiende a reducirse. En el rango de 210 kg/cm2 a 350 kg/cm2 la dureza del agregado es importante.

En relación con el punto anterior, se puede afirmar que la vida útil de los concretos empleados en pisos sujetos a abrasión provocada por tráfico de vehículos, puede aumentar en forma importante si se emplea agregados duros y resistentes.

Un procedimiento de acabado adecuado garantizará que la calidad de la superficie de las losas de concreto sea similar a la de la parte inferior. Retardar las operaciones de acabado y pulido mejora la resistencia a la abrasión.

Los especialistas recomiendan trabajar los pisos en dos capas, haciendo la parte inferior de la losa con concreto normal y trabajar una capa superficial con alta resistencia a la abrasión.

El empleo de pisos de dos capas, en las que la superior es un concreto de alta resistencia, generalmente se limita a pisos en los que tanto la abrasión como el impacto tienen efecto destructivo sobre la superficie. Aunque proporciona una excelente resistencia a la abrasión, un piso de dos capas generalmente es más costoso y se justifica únicamente cuando el impacto sea de consideración. Se puede obtener resistencia adicional al impacto cuando se emplea una capa de coronación formada por cemento portland y agregados metálicos.

Si se espolvorea sobre la superficie fresca del concreto una combinación adecuadamente dosificada de cemento y agregado fino bien graduado; o de cemento y un agregado metálico en forma de aditivo, la resistencia del concreto al desgaste por abrasión se incrementa en forma muy importante.

Si se emplea aditivos metálicos el procedimiento de trabajo debe ser correctamente ejecutado a fin de evitar resultados inconvenientes. El procedimiento debe aplicarse siempre después que el concreto ha comenzado a endurecer y perder la humedad superficial debida a la exudación.

Los procedimientos indicados no deben confundirse con la práctica poco recomendable de emplear cemento, o una mezcla de cemento y agua, la cual actúa como un "secante", para eliminar el agua que está sobre la superficie del concreto, ya que ello sólo permitiría obtener un mortero de alto contenido de agua y baja resistencia, el cual generalmente se agrieta, desintegra, y desgasta rápidamente.

De acuerdo a las recomendaciones del ACI 302.1R y del ACI 308, un curado adecuado es uno de los mejores procedimientos para obtener pavimentos resistentes a la abrasión y que no desprendan polvo. Una superficie curada durante siete días puede ser casi el doble de resistente al desgaste que una curada únicamente tres días. La resistencia al desgaste aumenta con el tiempo de curado, estimándose que éste debe empezar tan

pronto como haya terminado la colocación del concreto y prolongarse no menos de 14 días.

Desde que la mayor parte de la región superficial es la porción sometida a abrasión por el tráfico, deberá obtenerse máxima resistencia en la superficie. Ello es parcialmente obtenido dando el tiempo adecuado a las operaciones de acabado, frotachado manual, y curado.

En concretos curados al vapor se recomienda no menos de seis horas de curado a temperaturas entre 35C y 55C, seguidas por curado por rocío o neblina por 7 días.

En climas fríos debe evitarse el empleo de sistemas de calentamiento que tienen un mal sistema de ventilación ya que los gases de éste, especialmente el bióxido de carbono, al ser altamente dañinos para el endurecimiento superficial al atacar la superficie de las losas, pueden afectar severamente la resistencia a la abrasión del concreto.

En el caso de los canales, la magnitud de la erosión depende así del número, velocidad, tamaño, perfil, densidad y dureza de las partículas en movimiento por unidad de tiempo.

La experiencia demuestra que si la cantidad y tamaño de sólidos es pequeña, por ejemplo sedimientos, limo o fango o, en general, materiales de 0.005 á 0.05 mm, no habrá erosión apreciable en un buen concreto de un canal de irrigación, siempre que la velocidad de fondo no sobrepase 1.8 m/seg. Para velocidades mayores, las características del material en suspensión son un factor importante en la posibilidad de erosión.

El tratamiento superficial de la superficie del concreto mejora la resistencia al desgaste de pisos; pero su principal beneficio es reducir el polvo y densificar y endurecer la superficie. También puede resistir ligeramente el deterioro originado por acción de algunos aceites o agentes químicos en contacto con el concreto.

El tipo de tratamiento superficial por líquidos endurecedores indicado es más efectivo en concretos de moderada a baja resistencia; en concretos

excesivamente frotachados o los que lo han sido demasiado pronto; o en concretos no curados o de pobre curado.

Este tipo de tratamiento debe ser considerado como una medida de emergencia después de dificultades que han ocurrido más bien que como un medio para proporcionar resistencia a la abrasión adicional a un piso nuevo bien diseñado y construído, o como un procedimiento a ser empleado para mejorar concretos de baja calidad.

Los endurecedores líquidos son más efectivos sobre pisos antiguos o pisos de pobre calidad, los cuales han comenzado a desintegrarse o mostrar desgaste superficial como consecuencia de un concreto de pobre calidad o prácticas constructivas ineficientes, tales como realizar el acabado de la superficie mientras que ésta todavía presenta una película de agua libre, un curado inadecuado, o ambas. Cuando se aplican a tales pisos, los endurecedores líquidos sirven al propósito de prolongar la vida del concreto, partiendo del principio que los pisos nuevos deben tener la calidad adecuada como para no requerir un tratamiento superficial de ésta naturaleza. En el caso de ser aplicados a pisos nuevos, el curado deberá ser por procedimiento humedo a fin de permitir el ingreso del líquido endurecedor.

Este tipo de tratamiento debe ser considerado como una medida de emergencia después de dificultades que hayan ocurrido, en lugar de ser un medio que proporciones resistencia a la abrasión adicional a un piso nuevo bien diseñado y construído, o como un procedimiento a ser empleado para mejorar concretos de baja calidad.

Los tratamientos superficiales líquidos a base de fluosilicatos de magnesio o zinc, o silicato de sodio son los más empleados pero no deberán ser aplicados antes de 28 días de vaciado el piso de concreto, tiempo necesario que permite que el hidróxido de calcio sea depositado en la superficie. Estos tratamientos superficiales líquidos reaccionan químicamente con el hidróxido de calcio disponible en la superficie no curada, por lo que el piso debe ser curado por siete días y luego secado al aire antes de la aplicación, para así reducir o eliminar estos depósitos de hidróxido de calcio generados durante la hidratación del cemento y, en condiciones inadecuadas de curado, suspendidos en el agua de poro y depositados en la superficie a

medida que el agua se evapora. Deben darse dos o más aplicaciones del producto, siguiéndose la recomendación del fabricante y tomando precauciones para evitar daños al personal que aplica el producto.

Los fluosilicatos son corrosivos para las pinturas y pueden dejar depósitos blancos sobre los pisos coloreados, los cuales son difíciles de remover. Deberá dejarse secar cada aplicación antes de colocar la siguiente, y después del secado de la última la superficie deberá ser lavada con agua para remover aquellos cristales que pudieran haberse formado. Este tratamiento endurece la superficie por acción química.

El silicato de sodio es un producto altamente viscoso que debe ser diluído en agua para asegurar su penetración. Se deberá aplicar en más de dos capas, debiendo cada una secar antes de la aplicación de la siguiente. Es recomendable lavar cada capa después que ha endurecido antes de aplicar la siguiente.

No se deben aplicar componentes de curado si van a ser aplicados endurecedores ya que estos reducen la penetración del líquido dentro del concreto. Es importante seguir las recomendaciones del fabricante y tomar precauciones para evitar daños al personal que aplica el producto.

La resistencia de los pavimentos de concreto al deslizamiento depende de su textura superficial. Dos tipos de textura están involucrados:

a) La macrotextura resultante de irregularidades superficiales producto del proceso constructivo; y

b) Microtextura resultante del endurecimiento y el tipo de agregado fino empleado.

Wilk en 1978 estableció que la microtextura es la más importante para velocidades menores de 80 km/h. Para velocidades mayores, la macrotextura adquiere mayor importancia debido a que su función es prevenir el deslizamiento.

Dahir, en 1981, determinó que la resistencia de los pavimentos de concreto al deslizamiento depende inicialmente de la textura obtenida durante el proceso constructivo en la capa superficial. Con el paso del tiempo, el tráfico con neumáticos tiende a desgastar la capa superficial, removiendo la macrotextura benéfica y, eventualmente, exponiendo las partículas de agregado grueso.

La magnitud y velocidad con las que puede ocurrir lo mencionado y las consecuencias sobre la resistencia al deslizamiento del pavimento depende de la profundidad y calidad de la capa superficial y de los tipos de roca en los agregados fino y grueso.

El agregado fino que contiene volúmenes importantes de sílice en las partículas de tamaño mayor deberá resistir mejor la velocidad de desgaste y mantener la microtextura necesaria para una resistencia al deslizamiento satisfactoria en bajas velocidades.

Sin embargo, ciertos tipos de rocas se pulen bajo el desgaste de las llantas. Ellas incluyen calizas de textura muy fina, dolomitas y serpentinas; su fineza y textura hacen más rápido el desgaste. Cuando tanto el agregado fino como el grueso son de este tipo, puede presentarse un rápido pulido de la superficie total del pavimento con una seria reducción en la resistencia al deslizamiento. Cuando solo el agregado grueso es del tipo pulido, el problema se retarda hasta que el agregado grueso está expuesto por el desgaste. De otra parte, si el agregado grueso es, por ejemplo, una escoria silicosa, la resistencia al deslizamiento puede incrementarse con la exposición del agregado.

La macrotextura, que es importante debido a que ella previene el deslizamiento, está acompañada por la construcción adecuada de juntas, ya sea antes de su endurecimiento o cuando el concreto tiene suficiente resistencia para obtener canales para el escape de agua que podría quedar atrapada entre la llanta y el pavimento. Es vital que el tramo entre juntas sea resistente a la abrasión y a la acción de las heladas. Un concreto de alta calidad, adecuadamente acabado y curado, posee la durabilidad requerida.

Los tratamientos líquidos para superficies, conocidos como endurecedores, se emplean algunas veces para mejorar la resistencia al desgaste de pisos, pero su principal beneficio es el de reducir el polvo y densificar y endurecer la superficie. También pueden resistir ligeramente el deterioro originado por acción de algunos aceites o agentes químicos en contacto con el concreto.

Los endurecedores líquidos son más efectivos sobre pisos antiguos que han comenzado a desintegrarse o mostrar desgaste superficial como consecuencia de un concreto de pobre calidad o prácticas constructivas ineficientes, tales como realizar el acabado de la superficie mientras ésta todavía presenta una película de agua libre, un curado inadecuado o ambas.

Cuando se aplican a tales pisos, los endurecedores líquidos tienen el propósito de prolongar la vida del concreto, partiendo del principio que los pisos nuevos deben tener la calidad adecuada, proporcionada por un curado adecuado, como para no requerir un tratamiento superficial de esta naturaleza.

Este tipo de tratamiento debe ser considerado como una medida de emergencia después de dificultades que hayan ocurrido, en lugar de ser un medio que proporcione resistencia a la abrasión adicional a un piso nuevo bien diseñado y construído, o como un procedimiento a ser empleado para mejorar concretos de baja calidad.

Los tratamientos superficiales líquidos a base de silicatos de sodio y magnesio son los más empleados. No deben ser aplicados antes de 28 días de vaciado el peso de concreto, tiempo necesario que permite que el hidróxido de calcio sea depositado en la superficie. Estos tratamientos superficiales líquidos reaccionan químicamente con el hidróxido de calcio disponible en la superficie no curada, por lo que el piso debe ser curado por 7 días y luego secado al aire antes de la aplicación, para así reducir o eliminar estos depósitos de hidróxido de calcio generados durante la hidratación del cemento y, en condiciones inadecuadas de curado, suspendidos en el agua de poro y depositados sobre la superficie a medida que el agua se evapora.

No se deben aplicar componentes de curado si van a ser aplicados endurecedores ya que ellos reducen la penetración del líquido dentro del

concreto.

Las investigaciones para desarrollar adecuados ensayos de laboratorio referidos a la abrasión del concreto se vienen efectuando durante más de una centuria. El problema de determinar la capacidad de resistencia a la abrasión del concreto es complicado ya que no se conoce un procedimiento el cual sea eficaz en todas las condiciones en que pueden presentarse los diferentes tipos de abrasión en el concreto. En este tipo de evaluación, la experiencia de obra proporciona, en muchos casos, información más confiable que las pruebas de laboratororio

En el análisis se considera que deben evaluarse tres condiciones generales al determinar la resistencia a la erosión por abrasión del concreto:

1.- La construcción de pisos y losas siguiendo las indicaciones de la Tabla 1.2.1 de la Clasificación ACI 302.1R. Se designa la clase de desgaste y se indica las condiciones especiales requeridas para obtener la buena resistencia al desgaste indicada.

2.- El desgaste de la superficie de las pistas de concreto debido a camiones pesados o automóviles.

3.- La erosión de estructuras hidráulicas tales como presas, aliviaderos, túneles, pilares de puentes y estribos, debido a la acción de material abrasivo arrastrado por el agua.

Para poder evaluar adecuadamente la resistencia a la abrasión se debe tomar en cuenta el tipo de concreto que se va a ensayar, recordando que su resistencia a la abrasión es función directa de su resistencia en compresión.

Igualmente, para juzgar la resistencia al desgaste de superficies de concreto es preciso confiar en valores relativos basados en pérdidas de peso o de volumen, profundidad del desgaste, o en las inspecciones visuales.

En las recomendaciones de la Norma ASTM C 779, las que incluyen tres procedimientos alternativos de prueba para evaluar la superficie de los pisos, cada uno de ellos ha sido empleado para obtener información sobre la

resistencia al desgaste.

De ellos el más representativo se considera el de los discos giratorios. La reproducibilidad de los ensayos de abrasión es un factor importante en la elección de método de ensayo. La repetición de ensayos es necesaria para evitar datos equivocados provenientes de un especimen simple. Los resultados deben ser tomados únicamente como referenciales, teniendo en consideración en la interpretación todo lo anteriormente expuesto.

La calidad de la superficie del concreto, los agregados empleados los cuales son desgastados durante el proceso de ensayo, el procedimiento en si mismo, y el cuidado y selección de las muestras representativas, deberán afectar los resultados de los ensayos.

Las muestras que son fabricadas en el laboratorio deberán ser preparadas en condiciones idénticas para permitir una adecuada comparación, y la selección de los sitios de los ensayos de obra deberán ser hechos con extremo cuidado para obtener resultados representativos.

No es posible precisar límites estrictos para la resistencia a la abrasión del concreto. Es necesario trabajar sobre valores relativos basados en los resultados de los ensayos, los cuales deberán proporcionar una predicción del servicio.

La abrasión bajo agua presenta demandas especiales para los procedimientos de ensayo. En estos casos deberá emplearse el método de la Norma ASTM C 1138, el cual usa la agitación de bolas de acero en el agua para determinar la resistencia a la abrasión y se considera que es especial para medir la resistencia a la abrasión del concreto bajo agua.

3.- EROSION POR CAVITACION

Se define como cavitación a la erosión progresiva del concreto originada por el flujo no lineal de aguas limpias a velocidades sobre los 12 m/seg. En conductos cerrados la cavitación puede causar daño a velocidades del agua del orden de 7.5 m/seg.

Para aguas que fluyen en canales existe una relación entre la velocidad de fondo en o sobre la cual una partícula puede ser transportada y el tamaño de dicha partícula. Esta relación está dada por la ecuación:

$$Vb = 0.825 \text{ (raiz de d)}$$

siendo:

Vb = Velocidad de fondo (m/seg)

d = Diámetro de las partículas (pulgadas)

De la ecuación anterior se ha establecido que el agua que fluye en un canal puede transportar partículas de 3 mm con una velocidad de fondo de 0.3 m/seg; partículas de 25 mm con una velocidad de fondo de 0.9 m/seg; y partículas de 250 mm con una velocidad de fondo de 3 m/seg. El perfil y densidad de las partículas tienen influencia sobre los valores indicados.

Las burbujas de vapor se forman en aguas en movimiento en todos aquellos casos en que la presión en un punto en el agua se reduce a su presión de vapor a la temperatura existente, de acuerdo a la siguiente ecuación:

(Fórmula en sistema métrico)

Cuando se forman las burbujas de vapor ellas fluyen conjuntamente con el agua. Cuando ingresan a una región de alta presión colapsan con un gran impacto. Al proceso de formación de burbujas de vapor y su posterior colapso se le conoce como cavitación. La energía que se libera durante éste colapso causa los daños por cavitación.

La cavitación es definida como la formación de las burbujas o cavidades en un líquido. En estructuras hidráulicas, el liquido es agua, y las cavidades se llenan con vapor de agua y aire. Las cavidades se forman donde la presión local cae a un valor que causa que el agua se vaporice a la temperatura del fluído. El ACI 210 muestra figuras en las que se aprecia ejemplos de irregularidades en superficies de concreto donde se puede formar estas cavidades.

La caída de la presión causada por estas irregularidades es generalmente abrupta y se debe a altas velocidades locales y a la presencia de curvas. Las cavidades generalmente empiezan a formarse cerca a las curvas o codos en los bordes de flujo o en los centros de los vórtices.

Cuando la geometría de los límites de flujo causa que las lineas de corriente se curven o converjan, la presión cae en la dirección hacia el centro de la curvatura o en la dirección a lo largo de las lineas convergentes. En la Figura 2.2 de la Recomendación ACI 210 se muestra una contracción en un túnel en él cual una gran cantidad de cavidades podría empezar a formarse en el Punto C y posteriormente colapsar en el Punto D. La velocidad cerca al Punto C es mucho mayor que la velocidad promedio en el túnel aguas arriba, y las lineas de flujo cerca al Punto C son curvas. Además, para valores apropiados de la tasa de flujo y de la presión del túnel en O, la presión local cerca al Punto C caerá hasta la presión de vapor de agua, formándose las cavidades.

El daño por cavitación es producido cuando las cavidades formadas por el vapor colapsan. Los colapsos que ocurren cerca al Punto D producen presiones instantaneas altas que impactan sobre la superficie limitante, causando picaduras, ruido y vibración. Las picaduras por cavitación son fácilmente distinguibles de la apariencia de desgaste causada por abrasión debido a que las picaduras por cavitación ocurren alrededor de las partículas más duras de agregado grueso y tienen bordes irregulares y rugosos.

Las burbujas debidas a la cavitación crecerán y viajarán con un flujo de agua hacia un área donde el campo de presión cause colapso. El daño por cavitación puede empezar en ese punto. Cuando una burbuja debida a la cavitación colapsa o se condensa cerca o contra una superficie sólida, se genera una presión extremadamente alta, la cual actúa sobre un área infinitesimal de la superficie por un corto período. Una sucesión de estos impactos de gran energía dañará casi cualquier material sólido.

Los ensayos sobre metales blandos muestran que el inicio del daño por cavitación es en la forma de pequeños crateres. Etapas de daño más avanzadas muestran una textura acanalada extremadamente rugosa con algunos agujeros que penetran el espesor del metal. Este tipo de picaduras

frecuentemente ocurren en bombas impulsoras y hélices marinas.

La progresión de la erosión por cavitación en el concreto no está tan bien documentada como la ocurrida en los metales. Sin embargo, para ambas clases de materiales, la erosión progresa rápidamente después de un período inicial de exposición donde la superficie se vuelve rugosa con pequeños crateres o agujeros. Esto podría ocurrir debido a que:

a) el material inmediatamente debajo de la superficie es más vulnerable al ataque;

b) los impactos por cavitación son localizados por la geometría de los mismos agujeros; ó

c) la estructura del material ha sido debilitada por cargas repetidas (fatiga).

En cualquiera de los casos, hay una tendencia de la erosión a seguir la matriz de mortero o socavar el agregado, tal como se aprecia en las Figuras de la Recomendación ACI 210.

Las microfisuras en la superficie y entre el mortero y el agregado grueso contribuyen al daño por cavitación. Las ondas de compresión en el agua que llenan tales insterticios podrían producir esfuerzos de tensión que causarían que las microfisuras se propaguen, y las siguientes ondas por compresión podrían aflojar trozos del material.

El colapso simultaneo de todas las cavidades en un largo tramo, o el colapso, supuestamente más lento, de un vértice grande, es probablemente capaz de ejercer más de 100 atmósferas de presión sobre un área de varios centímetros cuadrados. El ruido y la vibración estructural certifican la violencia del impacto. Los rebotes elásticos de una secuencia de tales impactos podrían causar y propagar las grietas y otros daños, causando el desprendimiento del material.

En la Recomendación ACI 210R se muestra el daño por cavitación en paneles de ensayo después de 47 horas de exposición a flujos de alta

velocidad que exceden los 40 m/seg. Es evidente la gran cantidad de erosión por cavitación causada por un pequeño resalto en el borde superior de la losa de ensayo.

Una vez que la erosión ha empezado, la magnitud de la misma podría incrementarse debido a que los fragmentos protuberantes de agregado llegan a ser los nuevos generadores de las cavidades de vapor. De hecho, una gran cavidad generalmente es causada por el cambio de dirección de los límites de las lineas de corriente de una depresión erosionada. El colapso de esta cavidad genera una nueva depresión, y así sucesivamente.

Una vez que el daño por cavitación ha alterado sustancialmente el régimen de flujo, otros mecanismos empiezan a actuar sobre la superficie. Estos mecanismos incluyen las altas velocidades del agua que golpean la superficie irregular y fallas mecánicas ocasionadas por la vibración del acero de refuerzo. Cantidades significativas de este material pueden ser removidas por estas fuerzas adicionales, acelerando la falla de la estructura.

4.- CONTROL DE LA EROSION

4.1.- CONTROL DE LA EROSION POR ABRASION

4.1.1.- CONTROL DEL DESGASTE SUPERFICIAL

Las siguientes recomendaciones a ser seguidas para la dosificación de las mezclas y el proceso constructivo del concreto han de facilitar la obtención de elementos estructurales con superficies resistentes al desgaste por abrasión.

(a) La resistencia a la compresión de diseño especificada delconcreto no deberá ser, en ningún caso, menor de 280 kg/cm2 y estar adecuada al tiempo de servicio que va a tener el concreto.

(b) La resistencia del concreto apropiada se eligirá tomando como referencia la Tabla 5.2.1 de la recomendación ACI 302.1R "Recommended slump and strength for each class of concrete floor". Las clases de pisos están relacionadas a aquellas

descritas en la relación 2.2 de este Capítulo.

(c) Se empleará una baja relación agua-cementante en la superficie. El empleo de aditivos reductores de agua proporciona una mezcla adecuadamente dosificada para eliminar la exudación y un tiempo de acabado adecuado para evitar la adición de agua durante el frotachado.

(d) El concreto tratado al vacío puede ser una opción válida. La relación agua-material cementante de diseño no será mayor de 0.50

(e) Se empleará una adecuada granulometría de los agregado fino y grueso, de acuerdo a la Norma ASTM C 33. El tamaño máximo del agregado grueso no deberá ser mayor de 25 mm y deberá ser elegido para óptima trabajabilidad y mínimo contenido de agua. De ser necesario se utilizarán agregados especiales, de alta dureza, que mejoren la resistencia a la abrasión para una relación agua-cementante dada y garantizen lo indicado en la Norma correspondiente al Ensayo de Los Angeles.

(e) Se empleará la menor consistencia compatible con colocación y compactación adecuadas. De preferencia asentamientos máximos de 25 mm para la superficie de coronación y de 75 mm para las mezclas de base. La mezcla será dosificada para el asentamiento y resistencia deseados. En principio se seguirá los requerimientos de la recomendación ACI 309.R "Guide for Consolidation of Concrete".

(f) Los contenidos de material cementante de la unidad cúbica de concreto no serán menores de 340 kg/m3 si se emplea cemento normal, y de 360 kg/m3 si se emplea cementos hidráulicos combinados.

(g) De ser necesario se empleará el mínimo contenido de aire incorporado compatible con las condiciones de exposición a las cuales el concreto estará sometido. Para pisos interiores, no

expuestos a condiciones de congelación, es recomendable un contenido de aire del 3% ó menor a fin de evitar la reducción de resistencia y la formación de ampolladuras en la superficie si el acabado no es efectuado en el tiempo adecuado.

(h) Para pisos y pavimentos expuestos a condiciones de congelación se emplearán contenidos de aire total no mayores que los indicados en la Norma Técnica E.060

(i) Si existen condiciones severas de desgaste superficial, es recomendable colocar una capa de recubrimiento de resistencia a la compresión no menor de 400 Kg/cm2 a los 28 días y limitar el tamaño máximo del agregado localmente disponible a un tamaño máximo nominal de 1/2" en el recubrimiento.

(j) La selección de los agregados para mejorar la resistencia en una selección agua-cemento dada deberá igualmente mejorar la resistencia a la abrasión. Ellos se aplican usualmente en estado seco o en acabados de alta resistencia.

(k) Las operaciones de acabado superficial, aplanado y pulido, deberán comenzarse después que el concreto ha perdido el brillo provocado por el agua superficial o el agua libre haya desaparecido o haya sido retirada cuidadosamente antes que la base de concreto endurezca. No se debe efectuar el acabado del concreto con agua presente en la superficie debido a que ello reduciría radicalmente la resistencia en compresión de ésta.

(l) El lapso es por lo general de dos horas después de la colocación del concreto, dependiendo de la temperatura ambiente, proporciones de la mezcla y contenido de aire. Se recomienda seguir las recomendaciones ACI 302 y 304 para el acabado de las superficies.

(m) Los procedimientos de acabado adecuados son otro medio para mejorar la resistencia a la abrasión. Uno de ellos es demorar la etapa de frotachado hasta que el concreto pierda su

película de agua superficial.

(n) Otro procedimiento es retirar el agua libre de la superficie para permitir un adecuado acabado antes que la base de concreto endurezca. No se deberá acabar el concreto con agua de la superficie, desde que ello puede reducir radicalmente la resistencia en compresión de ésta.

(o) El período de retardo deberá variar dependiendo de la temperatura, humedad, y el movimiento del aire. Una información más completa sobre este punto se encuentra en la recomendación ACI 302.1R.

(p) El Método de secado al vacío (vacuum dewatering) es un procedimiento para remover el agua del concreto inmediatamente después de la colocación. El ha sido desarrollado por la New Zealand Portland Cement Association en 1975, y aunque permite una reducción en la relación agua-cementante, la calidad del acabado superficial depende en mucho del tiempo de acabado y las subsecuentes acciones por parte del contratista.

(q) Si se emplea este método debe tenerse especial cuidado en que el proceso sea adecuadamente ejecutado en las esquinas de las mantas de vacío. Las áreas inadecuadamente trabajadas deberán ser menos resistentes al ataque por la abrasión debido a las relaciones agua-cementante más altas. El considerar el empleo del método de secado al vacío para eliminar el agua excedente del concreto inmediatamente después de su colocación, permite lograr un incremento de la resistencia en compresión, dureza y resistencia al desgaste de la superficie del concreto.

(r) Si se anticipa un desgaste muy severo se deberá estudiar la posibilidad de utilizar recubrimientos de tipo especial, tal como las aplicaciones secas, como las indicadas en la recomendación ACI 302.1R o aquellos que se indica en el Acápite siguiente.

(s) De los procedimientos de curado adecuados para los concretos normales, el mantenimiento del concreto continuamente húmedo es el método más efectivo de producir una superficie densa y dura. Sin embargo, el curado por agua puede no ser el método más práctico. Los compuestos de curado, con sellado de la humedad en el concreto, pueden ser empleados como una alternativa.

(t) El curado con agua puede ser mediante rocío, aspillera húmeda o mantas de algodón. El papel resistente al agua, o las películas de plástico son satisfactorios siempre que el concreto sea primero rociado con agua e inmediatamente cubierto con las láminas de plástico, con las esquinas y bordes traslapados o sellados con materiales resistentes al agua.

(u) Los compuestos de curado deberán cumplir con los requisitos de la Norma ASTM C 309 y deberán ser aplicados en un revestimiento uniforme inmediatamente después del acabado del concreto. El compuesto deberá ser cubierto con papel resistente al desgaste si el piso está sujeto al tráfico antes que el curado sea terminado. Una información más completa se encuentra en la Recomendación ACI 308.

(v) El curado húmedo es recomendado para concretos de baja relación agua-cementante, a fin de proporcionar agua adicional que permita un adecuado proceso de hidratación, en aquellos en los que se desea enfriamiento de la superficie, aquellos que posteriormente serán adheridos, o cuando un líquido endurecedor puede ser aplicado. Este procedimiento también puede ser conveniente para áreas que van a recibir pintura o pisos de baldosas, a menos que el compuesto de curado sea compatible con dichos materiales. Los procedimientos de curado están descritos en la recomendación ACI 308.

(x) Las salamandras que no están adecuadamente venteadas u otros tipos de calentadores que no están adecuadamente

ventilados y producen incremento en el nivel de bióxido de carbono no deberán ser empleados durante el proceso constructivo en climas fríos a menos que el área sea bien ventilada. Igual recomendación se aplica a las máquinas de acabado y vehículos empleados en el área u otras fuentes de CO2, tales como soldadoras, a menos que los edificios estén bien ventilados.

(y) Bajo determinadas condiciones, el bióxido de carbono deberá afectar adversamente la superficie del concreto fresco durante el período entre la colocación y la aplicación de un compuesto de curado que deberá impedir la salida del aire. La severidad del efecto depende del grado de concentración de CO2 en la atmósfera, la humedad, temperatura, y longitud de la exposición de la superficie del concreto al aire.

(z) La carbonatación deberá destruir la resistencia a la abrasión de la superficie en una altura variable, la cual depende de la magnitud de la carbonatación. El único recurso es cepillar el piso y remover la superficie blanda.

(zz) En el caso de canales u otros tipos de estructuras hidraulicas, los daños por impacto de aguas que no transportan sólidos pueden ser eliminados, o fuertemente reducidos, empleando concretos densos con superficie suavizada. Concretos adecuadamente dosificados y acabados pueden tomar impactos de agua hasta de 30 m/seg.

Cuando las condiciones son severas el concreto debe ser dosificado para obtener una resistencia en compresión a los 28 días del orden de 400 kg/cm2, decreciendo la erosión con incrementos de la resistencia. Es recomendable un curado húmedo de 14 días o de 28 días si se aplica un compuesto de curado.

Bajo condiciones apropiadas de flujo y transporte de sedimentos, todos los materiales de construcción actualmente empleados en estructuras hidráulicas son en algún grado suceptibles a acciones de abrasión. La mejora

en la calidad de los materiales reduce la magnitud del daño, pero no soluciona totalmente el problema.

Antes de contruir o reparar alguna estructura hidráulica, se deben realizar estudios con modelos hidráulicos de tal manera que se identifiquen las causas potenciales de daños por erosión y se evalúe la efectividad de las modificaciones que se realizan para eliminar las condiciones hidráulicas no deseadas.

Si los resultados de los ensayos indican que no es práctico eliminar dichas condiciones, se deben tomar precauciones en el diseño para minimizar futuros daños. Los materiales, mezclas, y prácticas constructivas deben ser evaluados antes de ser empleados en estructuras hidráulicas sujetas a daños por erosión debida a la abrasión. La Norma ASTM C 1138 cubre un procedimiento para determinar la resistencia relativa del concreto a la abrasión bajo agua. Este procedimiento simula la acción abrasiva de las partículas transportadas por el agua (sedimentos, gravas, arenas, y otros objetos sólidos).

El concreto resistente a la abrasión debe incluir las partículas de agregado de mayor tamaño, la mayor cantidad de agregado grueso resistente disponible, y la menor relación agua-material cementante práctica.

La resistencia a la erosión por abrasión del concreto que contiene agregado de horsteno muestra dos veces más resistencia que el concreto que contiene caliza. En algunos casos donde no se encuentran disponibles agregados adecuados, se han usado aditivos reductores de agua de alto rango y microsílices para desarrollar concretos de alta resistencia. Aparentemente, en resistencias en compresión altas, la pasta de cemento endurecida asume un rol mucho más importante al resistir el daño por erosión debida a la abrasión y la calidad del agregado pasa a un segundo plano.

El concreto reforzado con fibras de acero generalmente tiene más pasta y mortero por unidad de volumen de concreto, y por lo tanto menos agregado grueso que el concreto convencional. Por consiguiente, el concreto reforzado con fibras debería tener una menor resistencia a la erosión por abrasión

comparado con un concreto convencional. Ensayos de laboratorio realizados por Liu y MacDonald en 1981 mostraron que la perdida por abrasión de un rango de mezclas de concreto reforzado con fibras fue mayor que la de mezclas de concreto convencionales con la misma relación agua-cemento y el mismo tipo de agregado.

Sin embargo, la mejora de la resistencia al impacto del concreto reforzado con fibras podría reducir el descascaramiento del concreto donde grandes sedimentos son transportados por flujos de alta velocidad, tal como lo indica la recomendación ACI 544.IR de 1982.

La resistencia a la erosión por abrasión del concreto polímero, concreto impregnado con polímero y del concreto de cemento Portland con polímero es significativamente superior al concreto convencional. Esto se atribuye a la mayor resistencia de la matriz de cemento. El incremento de los costos asociados con los materiales, producción y colocado de estos concretos y otros concretos especiales en comparación con el concreto convencional deben ser comparados durante el proceso de evaluación.

Muchos tipos de revestimientos de superficie han mostrado buena resistencia a la erosión por abrasión en ensayos de laboratorio, incluyendo poliuretanos, morteros de resina epóxica, morteros acrílicos, etc. Se han presentado problemas durante la aplicación en obra de los revestimientos superficiales, siendo las principales causas de estos la preparación inapropiada de la superficie o la incompatibilidad térmica entre el revestimiento y el concreto.

4.2.- CONTROL DE LA EROSION POR CAVITACION

El medio más seguro para evitar los daños por cavitación consiste en eliminar las causas que puedan originarla. Un cuidadoso diseño estructural y un proceso constructivo adecuado son dos de los medios más indicados para evitar los daños producidos por la cavitación dado que ambas precauciones permiten reducir el flujo no lineal por debajo de su valor crítico.

En el proceso constructivo de la estructura debe recordarse que es importante obtener superficies suavizadas y evitar obstrucciones

significativas del flujo, dado que aún irregularidades visualmente pequeñas podrían ser significativamente importantes bajo condiciones críticas de flujo.

Un diseño que permita evitar totalmente la cavitación, con sus consecuencias destructivas de la superficie del concreto, no siempre es económicamente posible. Es por ello que, en todos aquellos casos en que puede ocurrir cavitación es recomendable que el concreto tenga una resistencia a la compresión no menor de 280 kg/cm2 a los 28 días.

Factores adicionales en el control del desgaste del concreto por efecto del proceso de cavitación son la aplicación de mezclas ricas en los vacíos superficiales; empleo de curado húmedo por un tiempo no menor de 14 días; y pulido a una superficie suavizada para ayudar a controlar la cavitación al facilitar el flujo del agua.

Algunos investigadores consideran que la introducción de aire en el agua en ubicaciones adecuadas, cercanas al área en la que es posible que se pudiera presentar el fenómeno de cavitación, podría ser útil para reducir el daño.

Otros investigadores estiman que el revestimiento a base de caucho de la superficie del concreto, o el empleo de aplicaciones de caucho pesado, ambas adecuadamente adheridas al concreto, es una buena alternativa. Estas soluciones han sido abandonadas por antieconómicas.

Las irregularidades en la superficie no causan daño por cavitación si la relación aire-agua en las capas de agua cerca a los bordes sólidos es aproximadamente del orden de 8% por volumen. El aire en el agua debe ser distribuído uniformemente en pequeñas burbujas.

Cuando los cálculos muestran que el flujo sin ventilación podría causar daño, o cuando el daño a la estructura ha ocurrido y la ventilación parece ser una solución, el problema es doble;

- **a) el aire debe ser introducido dentro del flujo de agua; y**
- **b) una parte del aire debe permanecer cerca del límite flujo/concreto donde sería de mucha utilidad.**

La migración de las burbujas de aire involucra dos principios;

a) las burbujas en el agua se mueven en dirección a la presión de agua decreciente, y

b) la turbulencia dispersa las burbujas de las regiones de alta concentración de aire hacia las regiones de baja concentración. Se debe tener mucho cuidado con el movimiento de las burbujas debido a gradientes de presión

Cuando se requiere de ventilación, el aire debe ser introducido hacia la parte baja del flujo. Estas burbujas gradualmente se retiran de la zona inferior a pesar de la tendencia de la dispersión turbulenta que trata de mantenerlas en esa zona. En el momento que no hay suficiente aire para proteger el concreto del deterioro se debe proporcionar una subsiguiente fuente de aire.

Generalmente, no es práctico suministrar aire a un flujo de agua mediante bombeo o compresión de aire debido a que los volúmenes involucrados son muy grandes. En lugar de eso, el flujo es proyectado desde una rampa o un peldaño como un chorro libre, y el agua introduce aire en las interfaces aire-agua. Luego la turbulencia dentro del chorro dispersa el aire atrapado en las interfases dentro del cuerpo principal del chorro.

A pesar que la selección apropiada de los materiales puede incrementar la resistencia a la cavitación del concreto, la única solución que es totalmente efectiva es reducir o eliminar los factores que provocan la cavitación ya que aún los materiales más fuertes no pueden resistir las fuerzas de cavitación indefinidamente.

La dificultad de la propuesta mencionada es que en la reparación de estructuras dañadas, la reducción o eliminación de la cavitación puede ser difícil o costosa. La siguiente mejor solución es reemplazar el concreto dañado con más materiales resistentes a la erosión.

En áreas donde se va a realizar un diseño nuevo y se espera la ocurrencia de cavitación, los diseñadores podrían incluir los materiales de mayor calidad durante la construcción inicial o incluir provisiones para

reparaciones durante el tiempo de servicio.

Por ejemplo, en muchas instalaciones se emplean revestimientos de acero inoxidable sobre el perímetro de concreto aguas abajo de las compuertas para resistir los efectos dañinos de la cavitación. Estos revestimientos, a pesar de ser durables, podrían picarse y eventualmente tendrían que ser reemplazados.

La resistencia a la cavitación del concreto en aquellos casos en los que la abrasión no es un factor que puede ser determinante podría incrementarse empleando un concreto de alta resistencia con una apropiada relación agua-cementante baja. Se recomienda el uso de aditivos reductores de agua, y que el agregado no tenga un tamaño nominal máximo mayor de 1 1/2" (38 mm).

El empleo de agregados duros y densos, así como una buena adherencia entre el agregado y el mortero, son esenciales para lograr incrementar la resistencia a la cavitación.

Las áreas dañadas por cavitación han sido satisfactoriamente reparadas usando concreto reforzado con fibras de acero. Este material muestra una buena resistencia al impacto, necesaria para resistir las muchas cargas puntuales pequeñas y detener el agrietamiento y la desintegración de la matriz de concreto.

El uso de polímeros en la matriz o en el revestimiento de la superficie mejora subtancialmente la resistencia a la cavitación tanto del concreto convencional como del concreto reforzado con fibras.

5.- MANTENIMIENTO Y REPARACION

5.1.- INSPECCIONES PERIODICAS Y EVALUACION.

La inspección períodica de estructuras en operación es extremadamente importante, pues debe tomarse en cuenta la observación de cualquier signo de erosión del concreto. La frecuencia de las inspecciones es función del uso y evidencia de deterioro.

Antes de la inspección in-situ, el equipo encargado debe evaluar todos los registros y documentación acerca de la condición de la estructura y de su mantenimiento y reparación, para así familiarizarse con ésta. Algunas de las observaciones más importantes que deben hacerse a la estructura durante esta etapa son:

a) Identificación de grietas estructurales, descascaramiento, y deslizamientos dentro del paso de agua.

b) Indentificación de irregularidades en las superficies, tales como superficies rugosas o dañadas que dan evidencia de erosión por cavitación o abrasión, imperfecciones estructurales, agrietamiento, descascaramiento, manchas de óxido de refuerzo., etc;

c) Identificación de desplazamientos dentro o fuera del flujo, incluyendo:

1.- Curvaturas abruptas fuera del flujo.

2.- Pendientes abruptas fuera del flujo.

3.- Cambios en la pendiente local a lo largo de la superficie del flujo.

4.- Vacíos o aberturas transversales.

d) Ubicación de erosión en el concreto adyacente a armaduras y revestimientos de acero.

e) Determinar presencia de vibración, causada por compuertas y válvulas durante su operación.

f) Observación de equipos de operación y mantenimiento;

g) Observar uniones mal soldadas y la picadura y/o cavitación de los elementos de acero

h) Realizar estudios y tomar muestras de secciones transversales para determinar la extensión y magnitud del daño.

i) Investigar la condición del concreto mediante métodos de ensayo no destructivos o mediante la toma de testigos;

j) Estudiar la naturaleza y magnitud de los sedimentos en los pasos de agua.

Es de gran importancia establecer una lista de control de las

deficiencias encontradas y medidas correctivas tomadas en inspecciones anteriores. Cualquier punto de interés que muestre los posibles problemas potenciales debe ser fotografiado o esquematizado, se debe identificar la magnitud del daño y las probables causas de éste, y se debe determinar la urgencia de las medidas correctivas.

Las deficiencias anotadas en la inspección deben ser evaluadas y categorizadas como menores, mayores o potencialmente catastróficas. El diseño de esquemas de reparación algunas veces requiere de ensayos en modelos, un rediseño de partes de la estructura, e investigación de los materiales.

Mientras más detalles sean identificados dentro del alcance del trabajo, más preciso será el costo estimado. Donde sea posible, es importante corregir la posible causa, de tal manera que las reparaciones no tengan que repetirse en el futuro.

5.2.- METODOS DE REPARACION Y MATERIALES.

Es deseable eliminar la causa de la erosión, sin embargo, debido a que esto no es siempre posible, una variedad y combinación de materiales son empleados para la reparación del concreto. Se debe tener en consideración el tiempo disponible para realizar la reparación, los puntos de acceso, la logística, ventilación, naturaleza del trabajo, equipo disponible, y la experiencia de la mano de obra.

Un factor que es importante en el exito de la reparación es la variación del volumen relativo entre el material de reparación y el substrato de concreto. Muchos materiales cambian de volumen a medida que empiezan a fraguar, debido a variaciones en el contenido de humedad y cambios de temperatura.

Si un material de reparación disminuye suficientemente en volumen con respecto al concreto, éste desarrollará grietas perpendiculares a la superficie, generalmente a un espaciamiento relacionado a la profundidad de la reparación. Los esfuerzos de corte y de tensión también se desarrollarán en la interface con una mayor magnitud en los extremos de cada grieta, y los esfuerzos se repetirán con cada ciclo de temperatura y humedad. La Norma

ASTM C 884 evalúa ciertos materiales con respecto a su variación de temperatura; ensayos similares deben ser aplicados a todos los materiales de reparación.

Debido a que la variación de volumen diferencial impone esfuerzos en la interface entre el material reparado y el concreto, es esencial una reparación cuidadosa para el exito de ésta. En muchos casos, el concreto sano podría no ser capaz de resistir los esfuerzos impuestos por una variación grande de volumen de un material de reparación, mientras que si podría resistir aquellos esfuerzos impuestos por un cambio de volumen bajo. La recomendación ACI 503R indica que la interface entre el concreto y los parches epóxicos tenga una resistencia mínima a la tensión de 0.69 MPa.

El concreto de cemento portland convencional es generalmente el material de reemplazo menos costoso y de casi iguales características que el concreto que no ha sido dañado con respecto a las variaciones de temperatura. Este tipo de concreto estará sujeto a una contracción inicial con respecto al concreto original y posiblemente a esfuerzos térmicos generados por el calor de hidratación si la profundidad de reemplazo es la suficiente como para desarrollar una gradiente de temperatura dentro de la reparación.

La mejor manera de minimizar la contracción plástica y de secado es reduciendo el contenido de agua en el concreto reemplazante. También se puede considerar el uso de mezclas rígidas, con o sin la incorporación de polímeros o co-polímeros como reemplazo de una parte del agua de mezcla. Las mezclas rígidas podrían requerir el uso de agentes adherentes y ser más difíciles de colocar y consolidar. También podría ser difícil consolidar estas mezclas alrededor del acero de refuerzo. El uso de polímeros puede mejorar la utilidad del concreto, pero incrementando sustancialmente el costo del material.

La instalación de láminas de revestimiento de acero inoxidable sobre superficies de concreto sujetas a erosión por cavitación ha sido generalmente un método exitoso de protección del concreto. Los estudios de Colgate, en , 1977 muestran que el acero inolvidable es cuatro veces más resistente al daño por cavitación que el concreto convencional. El material utilizado para este es propósito es el que cumple la Norma ASTM A 167,S30403, por su excelente

resistencia a la corrosión y cavitación.

Estas láminas deben ser ancladas en el lugar y ser suficientemente rígidas para minimizar los efectos de vibración. La vibración de las láminas de revestimiento puede llevar a la fractura y eventual falla del concreto bajo éstas o a la falla de los anclajes. La colocación de lechada bajo las láminas podría evitar la vibración. Desafortunadamente este método podría esconder signos tempranos del deterioro del concreto.

Este método de reparación, al igual que otros, trata sólo los síntomas de erosión y, eventualmente, si la cavitación no se reduce o elimina, el acero podría ser dañado por picaduras.

El uso de este tipo de concreto se limita a aplicaciones donde el material puede ser taponeado en el interior de cavidades que tienen una profundidad de al menos el tamaño de su ancho. Estas aplicaciones son necesarias debido a que el material es desmenuzable hasta que es compactado por taponeo o apisonamiento. El bajo contenido de agua del concreto colocado en seco, combinado con la densidad obtenida por el proceso de compactación, da como resultado un parche que experimentará poca contracción por secado y que tendrá propiedades de expansión similares a las del concreto original.

El concreto colocado en seco consiste de una parte de cemento y dos partes de arena, que pase la malla Nº 16. Los latex y otros aditivos especiales pueden ser empleados en la mezcla cuando se desea mayor adherencia u otras características especiales. La consistencia del mortero colocado en seco debe ser tal que cuando es manipulado con la mano, ésta se humedezca pero no se ensucie.

Las reparaciones con este tipo de concreto han mostrado ser satisfactorias, siempre y cuando se haya tenido cuidado durante todo su proceso de colocación.

El concreto convencional generalmente tiene un comportamiento pobre donde las siguientes propiedades de los materiales sean importantes:

.- resistencia a la fatiga;

.- resistencia a la erosión por abrasión y cavitación;

.- resistencia al impacto;

.- resistencia a la flexión;

.- capacidad de agrietamiento post-transmición de cargas; y

.- alta resistencia al corte.

Este tipo de concreto utiliza un refuerzo de fibras orientado de manera aleatoria, ofreciendo de una manera práctica estas propiedades en la mayoría de las aplicaciones. Hay casos en los que reparaciones empleando concreto reforzado con fibra han sido resistentes a los efectos combinados de la erosión por cavitación y abrasión de grandes rocas y sedimentos arrastrados por altas velocidades. Por otra parte, ensayos de erosión por abrasión en laboratorio bajo condiciones de velocidades bajas que transportan pequeñas partículas han mostrado que la adhesión de fibras no podría ser beneficiosa y, de hecho, puede ser perjudicial.

Las resinas son materiales orgánicos naturales o sintéticos, sólidos o semi-sólidos de alto peso molecular. Los epoxy son un tipo de resina que son generalmente usados en la preparación de revestimientos o adhesivos especiales, y como cementantes en morteros y concretos de resinas epóxicas.

Varios sistemas de resinas son empleados para la reparación de estructuras de concreto. La Recomendación ACI 503R describe las propiedades, usos, preparación, aplicación, y requerimientos de manipulación de este tipo de sistemas.

El uso más común de los componentes epóxicos es el de ser empleados como adhesivos, ya que ellos se adherirán a la mayoría de materiales de construcción, con la posible excepción de algunos plásticos. Una aplicación típica incluye la adherencia de un concreto fresco a uno existente. Los epoxys también pueden ser usados para adherir material colocado en seco, reforzado con fibras, o concretos polímeros o algunos concretos modificados con látex a un concreto endurecido.

Recientemente se ha descubierto que estos se adhieren a concretos húmedos y concretos bajo agua. Existen muchos casos donde estos

materiales han sido usados exitosamente en estructuras hidráulicas. La Norma ASTM C 881 es una especificación para los sistemas de adherencia epóxicos utilizados en reparaciones de concreto, y la Recomendación ACI 503.2 cubre la adherencia con epóxicos en trabajos de reparación.

Los estudios han demostrado que la aplicación de epóxicos puede crear serios problemas en las áreas de flujo de alta velocidad. Si la superficie terminada tiene una textura lisa o vitrea, el flujo en los bordes puede ser interrumpido y podría tener el efecto de una irregularidad geométrica que podría activar la cavitación.

Este problema de textura puede ser minimizado usando técnicas especiales de acabado y/o mejorando la textura de la superficie del parche con arena. Algunas veces el parche puede ser muy resistente al deterioro, con el resultado que el material original limítrofe se erosiona, dejando un cambio abrupto en la geometría de la superficie y desarrollando una condición mucho peor que el daño original.

Los morteros epóxicos y los concretos epóxicos usan resinas epóxicas como materiales cementantes en vez de cemento Portland. Estos materiales son ideales para reparaciones en concreto sumergido, donde las temperaturas ambientales son relativamente constantes, sin embargo, estos son muy costosos y pueden causar problemas como resultado de su generación de calor interno.

Dependiendo de la formulación del epóxico, la presencia de humedad, tanto en la superficie como la absorvida en el concreto, puede ser un factor importante y afectar el exito de la reparación. La Recomendación ACI 503.4 es una especificación para el mortero epóxico en el trabajo de reparación. Adicionaslmente, los epoxys generalmente mejoran la resistencia del concreto al descascaramiento por congelación y deshielo, ataque químico, y desgaste mecánico.

Existen tres maneras en que los polímeros han sido incorporados dentro del concreto para producir un material con mejores propiedades comparadas a las del concreto convencional de cemento portland. Estos son los concretos impregnados con polímeros (PIC), los concretos de cemento

portland-polímero (PPCC), y los concretos polímeros (PC).

El concreto impregnado con polímeros (PIC) es un concreto de cemento portland hidratado, el cual ha sido impregnado con un monómero y después polimerizado in-situ. Al impregnar las superficies de concreto endurecido, la estructura es protegida contra las fuerzas de erosión por cavitación, tal como lo indicó Schrader en 1978) y la erosión por abrasión, tal como lo indicó Liu en 1980.

La profundidad de penetración del monómero depende de la porosidad del concreto, así como del proceso y presión bajo los cuales el monómero es aplicado. Además de tener en consideración que estos materiales son costosos, se cuestiona que algunos sistemas de monómeros pueden ser peligrosos, y que ellos requieren cuidado en el manejo, debiendo ser aplicados únicamente por personal especializado en su uso.

Algunos ejemplos de aplicación de este tipo de concretos se encuentran en la Presa Dworshak, en la reparación de daños por cavitación y abrasión, en la reparación de los túneles de salida, y la presa Detroit, la cual mostró un excelente comportamiento.

Los concretos de cemento portland y polímeros (PPCC) son preparados por la adición de un polímero sensible al agua directamente en la mezcla de concreto húmedo. Cuando los concretos PPCC se comparan con los concretos convencionales, tienen mayor resistencia, un incremento de la flexibilidad, una mejora de la adhesión, y una mayor resistencia a la abrasión e impacto. Usualmente tienen un mejor comportamiento frente a los procesos de congelación y deshielo y experimentan una mejora en la durabilidad.

Estas propiedades pueden variar considerablemente dependiendo del tipo de polímero que está siendo empleado. El PPCC más comunmente empleado es un concreto modificado con latex (LMC). EL latex es una dispersión de partículas de polímeros orgánicos en agua. En general, los factores cemento y agregado fino son mayores para los PPCC que para los concretos normales.

Los concretos polímeros (PC) son una mezcla de agregado fino y

grueso con un polímero empleado como ligante. Ello da por resultado un material de fraguado rápido, con una buena resistencia química y características de unión excepcionales. A pesar de sus buenas características, los concretos PC han tenido uso limitado en la reparación a gran escala de estructuras hidráulicas debido al costo de grandes volúmenes de polímero para emplearlo como ligante. La compatibilidad térmica con el concreto debe ser considerada antes de emplear estos materiales.

Los concretos polímeros han encontrado aplicación como materiales para reparar el concreto en el caso de parches y recubrimientos, y como un elemento prefabricado para reparar los daños superficiales. Algunos ejemplos de aplicación de este tipo de concreto se encuentran en la Presa Deadwood, y en la presa American Falls, ambas en los Estados Unidos, como reparación de daños por abrasión y cavitación. Las recomendaciones ACI 548R y ACI SP 58 "Polymers in Concrete" proporcionan un amplio panorama de las propiedades y usos de los polímeros en el concreto.

Los ensayos de laboratorio han mostrado que la adición de cantidades adecuadas de microsílice y superplastificantes a una mezcla de concreto incrementa significativamente la resistencia en compresión y, por ende, la resistencia a la erosión por abrasión.

Las microsílices ofrecen posibilidades para mejorar muchas propiedades del concreto. Sin embargo, la muy alta resistencia en compresión y el incremento resultante en la resistencia a la erosión por abrasión son especialmente beneficiosos en la reparación de estructuras hidráulicas.

Los concretos con microsílice deben ser considerados en la reparación de estructuras suceptibles a la erosión por abrasión, especialmente en aquellas áreas en que el agregado disponible podría no ser aceptable. Una guía para el empleo de las microsílices en el concreto se da en la Recomendación ACI 226.

El torcreto ha sido usado ampliamente en la reparación de estructuras hidráulicas. Este método permite reemplazar concretos sin el empleo de encofrados, y la reparación puede ser hecha en áreas de difícil acceso. El torcreto, tambien conocido como mortero de aplicación neumática, puede ser

una alternativa económica a otros sistemas de reparación convencionales. La recomendación ACI 506R proporciona una guía para la fabricación y aplicación del torcreto. Además del torcreto convencional, los concretos modificados tales como el torcreto reforzado con fibras, el torcreto polímero, y el torcreto con microsílice, han sido aplicados por el método usual del torcreto.

Los revestimientos de poliuretano y neopreno presentan buena resistencia a la erosión y cavitación. El problema con los revestimientos flexibles radica en su capacidad de adherencia a las superficies de concreto. Si un pedazo de revestimiento es arrancado de la superficie, la totalidad del revestimiento puede ser rápidamente desgarrada por la fuerza del agua.

Los concretos con agregado pre-empacado, también llamados concretos precolados, son empleados en la reparación de grandes cavidades y áreas inaccesibles. Agregado grueso limpio y buen graduado, generalmente de 1/2" a 1 1/2" de tamaño máximo, es colocado en el encofrado. Una lechada de cemento puro, o una lechada arenosa, con o sin aditivo es bombeada en la matriz de agregado a través de aberturas en los encofrados o de tuberías de conducción de lechadas.

La lechada es colocada bajo presión y ésta es mantenida hasta la iniciación de la fragua. El concreto colocado por este método tiene muy baja variación de volumen debido al contacto entre los agregados y, por la misma razón, hay una alta resistencia por adherencia a las barras de acero.

Se recomienda el empleo de puzolanas, superplastificantes, y de bajo contenido de agua para reducir las variaciones de volumen por contracción y térmicas, mientras se mantiene la fluidez requerida para que la lechada llene completamente los vacíos en el agregado. La recomendación ACI 304.1R proporciona los detalles para el uso de este concreto.

Para reparar tuberías de diámetros pequeños, muchos de los métodos antes mencionados no son aplicables. Una práctica común de construcción hoy en día es mantener una tubería dentro de otra estructuralmente sólida pero no conectadas sin excavar la tubería dañada existente.

Uno de los métodos que han sido utilizados exitosamente es insertar

una tubería de plástico dentro de una tubería de concreto deteriorada y después llenar el espacio anular entre el concreto y el revestimiento plástico con lechada. Con la selección apropiada del material para la tubería de plástico insertada, este método puede proporcionar una tubería sana y químicamente resistente.

Los túneles, conductos y tuberías que tienen su superficie dañada debido a la erosión por abrasión, acción de las bacterias o ataques por ácidos o productos químicos pueden ser protegidos de futuros daños con un revestimiento de PVC no adherido mecánicamente.

Dependiendo de la magnitud del daño, puede requerirse algún parchado de la superficie de concreto antes de la instalación.

La instalación de ranuras o canales de ventilación no es solamente una consideración en el diseño de una estructura nueva sino, a menudo, una adición apropiada para controlar los daños experimentados por cavitación en las estructuras. La adición de estos canales de ventilación reducirá significativamente la capacidad de flujo de la estructura debido al volumen de aire añadido o aire incorporado.

CAPITULO 13

ATAQUE POR ALTAS TEMPERATURAS

1.- INTRODUCCION

En diversas situaciones las estructuras de concreto pueden estar expuestas a altas temperaturas, mayores que aquellas que pueden darse bajo condiciones ambientales normales. Ello puede ser debido a causas accidentales, tales como incendios. En otros casos, las altas temperaturas pueden ser generadas por las características de la aplicación estructural, tales

como pantallas o tuberías en algunas industrias determinadas (nuclear, procesamiento químico, metalurgia.

La mayoría del conocimiento sobre el comportamiento del concreto está basado en resultados experimentales obtenidos en especímenes a temperatura normal, los cuales no son representativos de las propiedades del material bajo condiciones extremas.

Las investigaciones del grupo Barragán están referidas a un extenso análisis de las propiedades físicas y mecánicas de los concretos normales y de alta resistencia expuestos a temperaturas de 700ºC. Se han medido la velocidad de pulso ultrasónica, el módulo de elasticidad estático y dinámico, y la resistencia y deformación (axial y transversal) bajo cargas compresivas.

Adicionalmente se midió las resistencias a la flexión y al deslizamiento por tensión, así como la energía de fractura. Igualmente se han hecho ensayos para determinar la permeabilidad al agua, penetración del agua y capacidad de absorción y se ha efectuado análisis para determinar las diferencias entre las propiedades físicas del recubrimiento y el concreto interno.

Las estructuras de concreto pueden estar expuestas a altas temperaturas por diferentes razones. Algunas de las mismas pueden ser accidentales, tal es el caso de los incendios, otras pueden ser a que la estructura o algunos de sus elementos son parte de instalaciones industriales tales como pantallas de protección, chimeneas, centrales nucleares, etc.

El concreto, al igual que otros materiales, experimenta cambios cuando está sujeto a altas temperaturas. Debido a su heterogeneidad, las alteraciones producidas están directamente relacionadas a sus materiales constituyentes, dependiendo las diferencias en el comportamiento químico y físico del tipo de agregado empleado, así como de la composición de la pasta. Debido a que los agregados comprenden del 70% al 80% del volumen del concreto, ellos tienen una influencia directa sobre el comportamiento térmico, aunque la pasta, que liga y da continuidad al material, es igualmente afectada de una forma significativa.

Muchas investigaciones han demostrado el carácter multicompuesto

del concreto y la influencia que sus fases e interfaces tienen sobre su comportamiento. Aún más, es conocido que las microgrietas y otras clases de defectos existen en el concreto aún antes de la aplicación de cargas externas. Estos defectos constituyen zonas de debilidad para una posterior formación y propagación de grietas y son responsables, por ejemplo, del comportamiento inelástico del sistema en muy bajos niveles de carga.

La exposición del concreto a altas temperaturas altera la microestructura de diferentes formas. Inicialmente la elevación de temperatura da por resultado la eliminación del agua contenida en el sistema de poros y la consiguiente contracción de la pasta con formación de grietas. Cuando la temperatura se eleva por encima de los 500ºC se produce una alteración en el concreto que puede ser considerada no reversible, como la pérdida del agua químicamente adherida (deshidratación de la pasta).

Adicionalmente, los diferentes coeficientes de dilatación térmica que el agregado tiene en relación a la pasta causan microagrietamiento en la interface, lo cual incrementa el tamaño y abertura de las grietas internas. Ello da por resultado una importante reducción en la resistencia y también modificación en otras importantes propiedades físicas tales como la deformabilidad. En concreto armado también deberán considerarse los efectos producidos en las interfaces acero y acero-concreto.

Se conoce que las temperaturas por debajo de 300ºC no tienen un efecto significativo sobre las propiedades mecánicas del concreto, especialmente su resistencia en compresión. Aún así, estas bajas temperaturas pueden afectar la capa externa del concreto e introducir cambios importantes en la durabilidad del material.

Los cambios que ocurren en el concreto debido a la exposición a la alta temperatura dependen del nivel de ésta alcanzado, el tiempo de exposición, y las condiciones de enfriamiento. En el caso específico de los incendios, dos condiciones de enfriamiento son, en general, utilizadas: la estructura es enfríada rápidamente con agua, o se permite que enfríe lentamente a la temperatura ambiente.

En este estudio se presenta un análisis de las propiedades físicas y

mecánicas del concreto, para diferentes niveles de resistencia, expuestos a temperaturas hasta de 700ºC. Igualmente valores de la velocidad ultrasónica de pulso, módulos de elasticidad estático y dinámico, y resistencia y deformaciones (axial y transversal) bajo cargas compresivas. Adicionalmente se estudia la resistencia a la flexión y la resistencia a la tensión por deslizamiento.

Igualmente se estudia otros ensayos para determinar propiedades físicas tales como el coeficiente de permeabilidad y la penetración del agua bajo presión, y se compara las diferencias de resultados entre el revestimiento y la masa interna del concreto.

En este Capítulo se detallan aspectos importantes referidos a la durabilidad del concreto cuando él es afectado por altas temperaturas.

Los primeros ensayos de seguridad contra el fuego se hicieron en Norteamérica. En estos se distinguió la National Fire Proofing de Chicago. La ASTM ha establecido normas para efectuar las pruebas de incendios en techos. Las Recomendaciones Oficiales de los Estados Unidos, desde 1896, han prestado a este asunto la máxima atención.

La Asociación de Ingenieros y Arquitectos de Austria ha efectuado ensayos de esta clase en estructuras de concreto armado deduciendo muchas enseñanzas en relación al comportamiento del concreto en el fuego y a la disposición que conviene dar a las estructuras. También en años recientes se hicieron ensayos en el Laboratorio Gross-Lichterfelde y en el laboratorio municipal de Viena.

De todas las pruebas resulta que el concreto armado es, sin disputa, entre todos los materiales de construcción conocidos, el que presenta mayor garantía para resistir los efectos destructores del fuego. Considerando las masas de ladrillo calcinado, bóvedas hundidas, hierros retorcidos, montones informes de máquinas y vigas deshechas, que se ofrecen a la vista en los incendios de fábricas y edificaciones, el concreto armado presenta la enorme ventaja de que jamás, ni durante la guerra, un edificio construído con este material ha llegado al derrumbamiento aún con grandes incendios.

Los defectos inevitables producidos por el calor y por el agua de extinción del fuego, los desprendimientos y saltaduras del concreto dejando el acero al descubierto, se pueden reparar en la mayoría de los casos y los edificios ser nuevamente utilizados sin merma sensible en su resistencia. En los incendios ligeros, y sobre todo en los de corta duración, el concreto armado de alguna edad no sufre apenas desperfectos.

Cuando el concreto es utilizado en la construcción de chimeneas, conductos de gas calientes, o cuando es sometido a un fuego accidental producto de un incendio, puede estar expuesto a temperaturas bastante mayores que las usuales en climas cálidos.

No es adecuado hablar de la durabilidad del concreto en fuego, pero si de la durabilidad de elementos de concreto bajo la acción del fuego. Es por lo tanto, en todo estudio, necesario diferenciar entre los efectos de las altas temperaturas sobre el comportamiento de un elemento estructural tal como una columna, viga, muro o piso, por un lado, y los efectos de las altas temperaturas sobre las propiedades intrínsecas del concreto considerado como un material.

Aunque estrechamente ligados, estos dos aspectos de la influencia de las altas temperaturas no son idénticos. En este Capítulo sólo se considerará el último de ellos.

Las propiedades térmicas del concreto están definidas por la conductividad y expansión térmica de la pasta y el agregado. Tanto el valor de una como el de la otra varían con la temperatura y son afectados por las propiedades de los componentes del concreto.

Como el agregado ocupa la mayor parte del volumen del concreto, determina las características térmicas del mismo. Por otra parte, el movimiento hidrotérmico de la pasta con el calentamiento tiene una influencia determinante en la resistencia del concreto.

Zoldners ha estudiado detenidamente las propiedades térmicas del concreto cuando se encuentra sometido a elevadas temperaturas, especialmente cuando la exposición es por fuego accidental en un edificio.

Normalmente tales fuegos son de corta duración pero de alta intensidad, con temperaturas que pueden alcanzar los 1000° C.

En el caso de incendios, el problema principal, desde el punto de vista del concreto, es la seguridad pública. Los códigos de construcción deberían especificar los requisitos de protección contra el fuego para elementos estructurales determinados en los términos de resistencia al fuego, cálculo en base a ensayos efectuados de acuerdo a métodos standard. Diferentes elementos estructurales ensayados han permitido obtener una clasificación de formas de retardo del fuego.

Otro tipo de exposición al calor puede encontrarse en algunas instalaciones industriales en las que el concreto es empleado en zonas que han de estar expuestas a una temperatura permanente elevada que ha de variar entre los 100 y 1000 C.

Mucha información se ha publicado en los últimos años en relación con la resistencia al fuego de elementos estructurales, pero no existen suficientes datos sobre los efectos de temperaturas altas permanentes sobre las propiedades térmicas del concreto.

En este Capítulo se intenta presentar y analizar aspectos diversos de los efectos sobre el concreto de temperaturas elevadas accidentales o permanentes, incluyendo causas y consecuencias.

En base a estas consideraciones se ha estudiado las propiedades térmicas del concreto y la modificación de las mismas cuando elementos estructurales están sometidos a temperaturas elevadas.

Los estudios han estado especialmente dirigidos al caso de incendios de edificios, en los cuales si bien el fuego puede ser de corta duración puede alcanzar temperaturas hasta de 1000ºC.

Otro caso estudiado, cuyos resultados se presentan en este Capítulo, es el referido a exposición permanente al calor, en rangos de 100 á 1000ºC en instalaciones industriales en las que se ha utilizado concreto.

2.- PROPIEDADES TERMICAS DEL CONCRETO

2.1.- CONCEPTO GENERAL

Las propiedades térmicas del concreto se definen por la entalpía, calor específico, calor latente, expansión térmica, conductividad térmica y difusividad térmica de la pasta, el agregado, el mortero y el concreto.

Tanto la expansión térmica como la conductividad varían con la temperatura y son afectadas por las propiedades de los componentes del concreto. Como el agregado ocupa la mayoría del volumen del concreto, es el principal elemento que determina las características térmicas del concreto. Por otra parte, el movimiento higrotermal de la pasta durante el calentamiento tiene una influencia crítica sobre la resistencia del concreto.

2.2.- DEFINICION DE CONCEPTOS

El calor se transmite por conducción, convección o radiación, o por sus combinaciones; la velocidad de calentamiento o enfriamiento depende de las propiedades térmicas, estado físico, tamaño y naturaleza del producto: así como del mecanismo de transferencia.

Los procesos térmicos se utilizan para conocer el comportamiento de los materiales frente a las variaciones debidas al calor. Los procesos termodinámicos se representan mediante diagramas de presión-volumen o temperatura-entropía. El calor específico, calor latente, entalpía, conductividad y difusión térmica, determinan a los procesos de transferencia de calor cuando se calientan o enfrían los materiales y elementos, o cuando están asociados a cambios de fase en la cristalización, evaporación y deshidratación.

La entalpía es una propiedad termodinámica y es igual a la suma de la energía interna y, el producto de la presión por el volumen; el cambio en entalpía es igual al calor absorvido o desprendido. Si la entalpia es positiva se puede absorver calor y la reacción es endotérmica, si el cambio es negativo el calor se desprende y la reacción es exotérmica.

El coeficiente de expansión térmica (alfa) representa el cambio en el volumen de concreto o el cambio en la longitud por cambios en la temperatura. Se expresa en términos de porcentaje o de millonésimos por C. Diferentes tipos de cemento tienen pequeño efecto sobre el coeficiente de expansión térmica, excepto en el caso que el concreto es almacenado en agua, en el que los concretos preparados con cemento de alto contenido de alúmina tienen una expansión menor que la de los concretos preparados con cemento portland.

El valor del coeficiente de expansión térmica del concreto depende del tipo de agregado empleado. Los concretos preparados con agregados silicosos tienen los coeficientes más altos, mientras que aquellos preparados con calizas tienen los valores menores. Los concretos preparados con rocas de origen igneo tienen valores intermedios. Los estudios de Bonnell y Harper presentan el coeficiente de variación para concretos de proporción 1 : 6, preparados con diferentes tipos de agregado. Para concretos almacenados al aire los mayores valores corresponden a la grava y la cuarzita y los menores a las calizas. Para concretos almacenados en agua los menores valores corresponden a la dolerita y la caliza.

La diferencia entre el coeficiente de expansión térmica del agregado y la matriz de cemento en la cual él está embebido, puede llevar a la desintegración del concreto dado que cuando la temperatura de éste se reduce, la pasta tiende a contraer más que el agregado y si este es de bajo coeficiente de expansión térmica se presentarán en la pasta esfuerzos de tensión los cuales pueden estar acompañados de agrietamiento. En concretos que han de estar sujetos a cambios rápidos de temperatura el empleo de agregados de bajo coeficiente de expansión térmica puede ser peligroso.

El químico y físico Joseph Black fue quien adelantó el concepto de calor específico alrededor de 1760, al descubrir que diferentes cuerpos, de masas iguales, requerían de diferentes cantidades de calor para elevarlos a la misma temperatura. El calor específico de un cuerpo es la cantidad de calor, medida en julios, que se requiere para elevar la temperatura de un kilogramo de una sustancia un Kelvin, o sea una medida de la cantidad de energía necesaria para elevar una unidad de temperatura a una unidad de masa. El calor específico depende de la temperatura y se expresa en julios/kilogramo

Kelvin y se identifica con el símbolo "C"

En el calentamiento o enfriamiento la cantidad de calor suministrada está dada por la masa, el calor específico y por el incremento de temperatura; para un proceso continuo el calor transferido depende del flujo másico, el calor específico y el cambio de temperatura. El calor específico de un material se puede determinar experimentalmente por el método de las mezclas, por el de enfriamiento, o por métodos eléctricos. De acuerdo con la ley formulada por los químicos franceses Pierre Louis Dulong y Alexis Therese Petir, el calor específico de los elementos sólidos es inversamente proporcional a su masa atómica de tal forma que el calor específico multiplicado por la masa atómica es aproximadamente una cantidad constante para todos los elementos sólidos.

Los cambios de fase están asociados a cambios de energía y, para una presión y temperatura dadas, es posible predecir en que estado se encuentra el material a través de diagramas de fases. El calor latente de vaporización es aproximadamente siete veces mayor que el de fusión y cede grandes cantidades de energía cuando se condensa. Los métodos para analizar los cambios de fase son el análisis térmico diferencial y la colorimetría diferencial de barrido. Estos métodos contemplan el calentamiento de pequeñas cantidades de muestra que no sufran cambios de fase en el rango de temperatura estudiado.

La conductividad térmica es una medida de la velocidad de transferencia del calor. Dicha conductividad varía con el tipo de agregado, admitiéndose como regla práctica que el coeficiente de conductividad es aproximadamente el doble del coeficiente del agregado empleado. Esta propiedad es importante en el estudio de la disipación de calor de estructuras de concreto ciclopeo y en la capacidad de retención de muros de concreto.

El coeficiente de conductividad térmica (k) representa el flujo uniforme de calor a través de una unidad de espesor sobre una unidad de área del concreto sometido a una unidad de temperatura diferente entre sus dos caras. El se expresa como:

(Formula SP-25) pag 2

La conductividad térmica cuantifica las propiedades de transmisión de calor de sólidos. Considerando el flujo de calor a través del área transversal y del gradiente de temperatura, la conductividad térmica es la transferencia de calor a través de 1 m2 cuando el incremento de temperatura es de 1 Y a una distancia de un metro. La conductividad está determinada por el contenido de humedad, composición, presión, estructura celular y temperatura; aquellos materiales que tienen baja conductividad térmica pueden ser utilizados como aislantes. Los métodos para determinar la conductividad se basan en el paso de calor a través de la muestra alcanzando el estado estacionario y midiendo la velocidad de transferencia de calor y el gradiente de temperatura, cuando se conoce la geometría de la muestra.

COEFICIENTES DE CONDUCTIBILIDAD TERMICA

1.- Piedras naturales compactas ..... 3.00 k.cal/mhº
2.- Piedras naturales porosas 2.00
3.- Arena y grava (humedad natural). 1.20
4.- Arena secada al aire 0.50
5.- Piedra partida secada al aire..... 0.70
6.- Escoria Volcánica 0.16
7.- Escoria granulada de alto horno... 0.12
8.- Mortero de cemento 1.20
9.- Concreto poroso 0.95
10.- Concreto de pómez 0.25
11.- Concreto de escorias 0.30
12.- Concreto poroso curado al vapor…… 0.35

La difusividad térmica es un índice de la facilidad con la cual el concreto deberá tomar los cambios de temperatura y se identifica por la constante de difusión "a". Se expresa en m2/hora, y puede ser determinada a partir de la fórmula a=k/Cp, siendo p la densidad del concreto en Kg/m3.

Es la relación entre la conductividad térmica y el calor específico del

material multiplicado por su densidad, es una medida del cambio de temperatura cuando existe calentamiento o enfriamiento. Los materiales que tienen alta difusividad pueden ser calentados o enfriados rápidamente a diferencia de aquellos materiales que tienen baja difusividad que responden lentamente. La difusividad térmica es importante cuando existe transferencia de calor en estado no estacionario, caso de incendios. Puede ser determinada experimentalmente o bien puede calcularse teóricamente.

Además de las propiedades térmicas indicadas, debe también considerarse la elevación de la temperatura adiabática en el concreto debido al calor de hidratación del cemento. Esta propiedad, si es adecuadamente controlada, es de vital consideración en el diseño de estructuras masivas de concreto.

2.3.- UTILIDAD DEL CONOCIMIENTO

El conocimiento de estas propiedades es empleado en el diseño y estimación del comportamiento de todos los tipos de estructuras, desde la construcción empleando concretos livianos, en los que el aislamiento es un factor importante, hasta las grandes estructuras masivas en las que podría ser necesario emplear enfriamiento artificial, dado que una estabilización de la estructura térmica y volumétricamente es de primera importancia pensando en la posibilidad de un incendio.

Un adecuado conocimiento de las propiedades mencionadas, o la habilidad del profesional para estimarlas con razonable seguridad, puede contribuir mucho a lograr un mejor diseño y más segura construcción de estructuras de concreto que, en alguna etapa de su vida, pueden estar sometidas a la acción del fuego.

3.- TIPOS DE EXPOSICION A ELEVADAS TEMPERATURAS

Este trabajo está referido, principalmente, a aquellos concretos que van a estar sometidos durante largo tiempo a una temperatura elevada. Este es el caso de cimentaciones de horno de escorias, paredes de hornos, chimeneas industriales, pisos en los que las partes metálicas son tratadas al calor, pisos

debajo de hornos, zonas cercanas a los ensayos de cohetes y reactores nucleares. Igualmente, y en forma importante, está referido al caso de incendios en edificaciones de concreto.

El concreto empleado en estas instalaciones normalmente está sometido a una importante variación en su gradiente térmica, variando en una temperatura máxima sobre la cara expuesta a la temperatura, a una temperatura normal en la cara externa. En este tipo de exposiciones, la magnitud del flujo de calor permanece constante, y en el diseño de elementos estructurales de concreto expuestos al calor deberá darse importancia a la magnitud de la gradiente térmica a fin de prevenir los esfuerzos en el concreto si se excede su máxima capacidad resistente.

El factor más importante involucrado en el análisis de tales esfuerzos es la expansión térmica diferencial en los elementos estructurales de concreto. Otro factor importante en el diseño de concretos resistentes al calor es su conductividad térmica. Todo ello es importante, tanto para el aislamiento como para la transferencia de calor.

El comportamiento del concreto cuando está sometido a altas temperaturas y su resistencia a la transmición de calor debida al fuego depende, entre otros factores, del tipo y tamaño del agregado. Los agregados naturales pueden ser divididos en cuatro grupos en relación a su efecto sobre la resistencia al fuego del concreto. Dichos grupos son:

.- Calcareos
.- Feldespatos (Basalto, Diabasa)
.- Granitos y areniscas
.- Siliceos (cuarzo, horsteno, pedernal)

Estos grupos están escalonados en orden descendente de su resistencia al fuego.

Determinados agregados artificiales, tales como la escoria, son superiores en su resistencia al fuego que los mejores agregados naturales.

La clasificación aceptada de agregados en orden descendente de

méritos para resistencia al fuego de concretos preparados empleándolos desarrollada por Davey, es la siguiente:

.- Clase 1 .... (a) Piedra Pómez y escoria espumosa

(b) Escoria de alto horno; ladrillo partido; productos de cocción de arcilla; clinker bien quemado; caliza partida.

.- Clase 2 ....(a) Generalmente agregados siliceos y grava de pedernal, granito, y todas las piedras naturales partidas que no sean caliza.

Estudios efectuados por Toxell y Davis muestran que con los agregados naturales y artificiales, con un contenido de cemento dado, el período de resistencia al fuego se incrementa conforme la proporción de agregado fino a grueso en el concreto se incrementa. Para una variación del módulo de fineza de 2.0 á 4.5, el período de resistencia al fuego de las granulometrías más finas fue de 15% á 20% mayor que el de las granulometrías más gruesas.

Pero, en general, la proporción de agregado fino a grueso deberá ser gobernada por los requisitos de resistencia en compresión más que por los requisitos de resistencia al fuego.

Aunque los agregados difieran en su resistencia al fuego, los ensayos han mostrado que para una apropiada selección de la granulometría del agregado, cumpliéndose requisitos en cuanto a factor cemento, etc. los requisitos de resistencia al fuego pueden ser alcanzados con cualquier tipo de agregado comunmente empleado.

4.- MECANISMO DE ATAQUE

El concreto puede estar sujeto a cambios de temperatura normales fruto de la hidratación y a la influencia de condiciones térmicas externas, caso de los incendios. En general, los cambios rápidos de temperatura son más perjudiciales que los lentos, La resistencia del concreto ante los cambios

está más relacionada con el coeficiente de dilatación del concreto que con las diferencias entre los coeficientes de sus componentes, razón por la cual los concretos de gran coeficiente térmico tienden a fisurarse más que aquellos cuyo coeficiente es menor.

Los estudios de laboratorio sobre la resistencia del concreto a los cambios térmicos indican que dañan más a éste las tensiones engendradas por las diferencias de la temperatura dentro de la masa, lo que quiere decir que, a efectos de la durabilidad, es más importante tener en cuenta la conductividad térmica del conjunto que su coeficiente de dilatación.

Los factores que influyen sobre la resistencia que una estructura de concreto presenta a elevaciones de temperatura tales que no lleguen a producir la fusión de ningún componente son: la capacidad calorífica del concreto, su conductividad térmica, y la medida en que es capaz de resistir, sin desintegrarse, el calor seguido de un enfriamiento, como ocurre generalmente durante la extinción de un incendio, por la acción del agua fría.

Las alteraciones que experimentan los concretos a medida que la temperatura se eleva son: una progresiva pérdida de humedad a partir de los 100°C; a los 300°C aparecen fisuras superficiales capilares; el agua de hidratación se desprende a 400°C y aparecen grietas muy fuertes que al enfriarse se ensanchan aún más, hacia los 500°C; finalmente, a los 575°C si los áridos son predominantemente siliceos, tiene lugar la transformación del cuarzo alfa en cuarzo beta, con un aumento de volumen que alcanza valores del 0.85%.

La pasta de conglomerante hidratado al experimentar la elevación de temperatura comienza por dilatarse, pero tan pronto como su temperatura llega a 110°C se inicia una pérdida de agua que va aumentando progresivamente, y ocasiona una retracción de mayor magnitud que la dilatación térmica, a la que sobrepuja, variando de unos a otros materiales y principalmente por el tamaño del elemento de concreto; como guía se puede considerar que la máxima expansión de la pasta se alcanza a los 300°C y para mayor temperatura la retracción es continua y produce un agrietamiento.

El hidróxido de calcio formado en la hidratación de un cemento

portland, pierde agua entre 400°C á 450°C y se transforma en óxido o cal viva; según Le Chatelier, ésta, si llega después a humedecerse o por la simple exposición al aire húmedo, se rehidrata produciendo una expansión puesto que se realiza topoquímicamente la hidratación.

Por la razón indicada son más terno-estables los conglomerados cuanto menos hidróxido cálcico liberan en su hidratación; de todos ellos el más refractario es el de cemento aluminoso; pero los áridos son los que influyen cuantitativamente más que la pasta, por lo que, experimentalmente, poca diferencia existe entre todos los conglomerantes, aunque los puzolánicos se figuran menos.

Los agregados componentes del concreto o el mortero tienen una decisiva importancia en la durabilidad de la estructura sometida a temperaturas superiores a los 100°C, aunque su comportamiento es muy variable.

Todos los agregados que contienen cuarzo, como la mayoría de las arenas y gravillas, experimentan a los 573°C, la repentina expansión que acompaña a la transformación del cuarzo alfa en cuarzo beta y da lugar a que los concretos que contienen gravas siliceas, pedernal y granito se destruyan con agrietamiento expansivo bajo los efectos del fuego. Las areniscas tampoco dan resultado pues pierden mucha resistencia al calentarse,

Las calizas se descomponen a 900°C; pero los agregados de la caliza compacta dan buen resultado, ya que la disociación del carbonato cálcico sólo la experimentan en una zona poco profunda; la conductividad térmica baja aisla el resto.

Mejor resultado proporcionan los agregados de origen igneo, vitrios o de fina cristalización y básicos, es decir poco siliceos como son los basaltos y las doleritas. Los más resistentes son las escorias siderúrgicas y los ladrillos rotos. También resisten muy bien los agregados ligeros, tales como las arcillas dilatadas, cuyos concretos tienen una capacidad calorífica menor que los concretos pesados y muy baja conductividad calorífica.

Los concretos, aún los mejores, no resisten los 900°C de temperatura,

especialmente si es mucho el tiempo transcurrido. A 600°C las resistencias se reducen mucho.

Consideramos importante indicar que, según Valenta, debe diferenciarse tres casos: Si el coeficiente térmico del agregado es idéntico al de la pasta, las variaciones de temperatura a ésta a una tracción en tanto el agregado queda comprimido. Cuando el doeficiente del agregado es mayor que el de la pasta y disminuye la temperatura por debajo del valor al que se endureció el material, puede llegar a estar la pasta comprimida y el agregado distendido si el descenso de temperatura fuera grande. Si en este mismo caso, la temperatura subiese con relación a la de endurecimiento, cada vez aumentaría más el estado de tensión de la pasta, pudiendo rebasarse la resistencia a la tracción y ocurrir la ruptura.

Pero si el coeficiente de dilatación del agregado es más pequeño que el de la pasta, al descender la temperatura por debajo del valor que tuvo durante el endurecimiento aumenta la tensión de la pasta, como puede ocurrir con los concretos cuyos agregados son poco dilatables cuando se hielan; mientras que al subir la temperatura tienden a desaparecer tensión y compresión, pudiéndose llegar a determinar la variación de temperatura capaz de producir fisuras en un material determinado.

5.- EFECTOS DE LA EXPANSION TERMICA

5.1.- CONSIDERACIONES GENERALES

La expansión térmica es un fenómeno físico común a todos los materiales. Sin embargo, ella es complicada en el concreto por expansión diferencial de sus componentes pudiendo producir esfuerzos internos altos.

La expansión térmica tiene efectos importantes en todos los tipos de estructuras de concreto, ya sean edificios, puentes, pavimentos, presas, o pantallas de reactores nucleares. La consideración de la posibilidad de expansión y la aplicación de un coeficiente de expansión térmica apropiado para concreto en un diseño estructural deberán contribuir a evitar daños del concreto debido a los esfuerzos creados por los cambios térmicos de volumen. Estos cambios dependen principalmente de los cambios de volumen

de sus dos componentes principales: el agregado y la pasta.

6.2.- AGREGADO

La composición mineral y la estructura del agregado son aspectos de mayor importancia en la determinación del coeficiente de expansión térmica del concreto. Los componentes de la pasta de cemento tienen un coeficiente el cual es generalmente más alto que el del agregado pero como el agregado ocupa del 70 al 80% del volumen total de el concreto endurecido, el coeficiente de expansión térmica del concreto es directamente proporcional al de sus agregados.

El coeficiente de expansión térmica (alfa) de varias rocas, las cuales pueden ser empleadas en el concreto bajo condiciones normales de temperatura, varía de -3.6 a más de 12.6x10-6/C. Las rocas que consisten de un mineral tienen un coeficiente de expansión promedio que es equivalente al valor de sus cristales minerales individuales.

Los datos obtenidos por numerosos investigadores indican que el principal factor que influye en la expansión térmica de la roca, y por lo tanto en el concreto, es la proporción de cuarzo existente. Las rocas con alto contenido de cuarzo, tales como las cuarcitas y las areniscas, tienen el más alto coeficiente, promediando cerca del 12x10-6/C; las rocas que contienen poca o ninguna cantidad de cuarzo, tales como las calizas, tiene el coeficiente más bajo, promediando 5x10-6/C, y las rocas con contenido de curazo mediano, tales como el granito, riolita, basalto, tienen valores intermedios.

Una amplia variación en el valor de la expansión térmica se nota en las rocas anisotrópicas. Para encontrar la causa deberá estudiarse las propiedades petrográficas y físicas más importantes de la roca. Debido a que los minerales anisotrópicos se expanden de forma diferente en diferentes direcciones, la orientación de los cristales en la roca deberá dar por resultado una expansión térmica anisotrópica.

Un mineral en el estado amorfo puede tener una expansión térmica considerablemente menor que si está en el estado cristalizado y, como una regla, ello deberá conducir a una reducción del coeficiente de expansión

térmica de una roca compuesta.

Las rocas secadas al aire pueden tener una expansión térmica 10% mayor que las rocas saturadas en agua. El coeficiente de expansión térmica tiene una relación no lineal con la temperatura, por lo que, como una regla, él se incrementa con incrementos en la temperatura. Por ello un coeficiente de expansión térmica puede ser confiable únicamente para un rango de temperaturas limitadas.

Se ha determinado que la magnitud de la elongación por temperatura de las rocas se incrementa, muchas veces sobre el valor normal, cuando está expuesto a temperaturas de 500°C ó mayores. Igualmente los estudios muestran que la expansión térmica de una roca está muy influenciada por su variación estructural, pero que el factor dominante parece ser su composición mineralógica; así como que las características normales de las rocas cambian cuando están expuestas a altas temperaturas, reflejando cambios en las propiedades físicas de los minerales.

Así, un cambio abrupto en la curva de expansión alrededor de los 600° C invariablemente indica la presencia de cuarzo; las rocas carbonatadas contraen después de los 900° C o antes si la dolomita está presente; y una alta magnitud de expansión despues de los 950° C puede indicar un alto contenido de biotita.

El comportamiento típico de las rocas ricas en cuarzo es atribuido por muchos investigadores a una inversión del cuarzo. El calentamiento del cuarzo sobre los 500° C da lugar a una expansión de volumen de cerca del 2.8%, pero un cambio más significativo ocurre cerca de los 573° C cuando la inversión de cuarzo alfa a cuarzo beta resulta en una expansión de volumen de cerca del 2.4%, dando lugar a la destrucción de la estructura de la roca. Esto es seguido por un período sin expansión pero cerca de los 900° C se produce una disociación de gases y cambios de volumen irregulares.

Para rocas compuestas el coeficiente de expansión térmica puede ser computado a partir de la proporción de los minerales más importantes y su expansión promedio.

De todas las rocas ensayadas aquellas que han mostrado mejor estabilidad térmica son las anortisitas, las cuales son relativamente estables a los 1000° C. Aunque las rocas basálticas pueden mostrar similar baja expansión hasta los 600° C, ellas se incrementan en altas temperaturas. En una exposición al calor sobre los 900° C, las rocas basálticas, debido al desarrollo de gases, se expanden rápidamente.

Se ha observado que las rocas de cristalización fina son generalmente más durables, desde el punto de vista termal, que las gruesas. La expansión térmica y la deformación de las rocas de cristalización gruesa es irreversible después del enfriamiento.

Harvey ha señalado que dentro del rango de 30° C á 80° C, el coeficiente de expansión térmica de una caliza de grano grueso es cerca del doble que el de los especímenes de grano fino.

La composición mineral y estructura de los agregados es el principal factor en la determinación del coeficiente de expansión térmica del concreto. La pasta tiene un coeficiente el cual es generalmente más alto que el del agregado, pero como éste ocupa cerca del 70% a 80% del volumen total de concreto endurecido, el coeficiente de expansión térmica del concreto es directamente proporcional al de su agregado.

El coeficiente de expansión térmica de las diferentes rocas que pueden emplearse como agregado en concretos bajo condiciones normales de temperatura varía de menos 3.6 a más de 12.6 por 10 a la menos seis ºC La información existente indica que el principal factor que influye en la expansión térmica de las rocas, y por lo tanto del concreto, es la proporción de cuarzo presente.

Las rocas con alto contenido de cuarzo, tales como las cuarzitas y areniscas, tienen los más altos coeficientes con valores promedio de 12 por 10 a la menos seis ºC; las rocas que contienen muy poco o no tienen cuarzo, tales como las calizas, tienen los más bajos coeficientes con valores promedio de 5 por 10 a la menos 6 ºC. y las rocas de cuarzo intermedio, tales como el granito, riolita, basalto, etc, todas del grupo de las rocas igneas, tienen valores intermedios.

Una amplia variación en los valores de la expansión térmica se aprecia en las rocas anisotrópicas. Para encontrar la causa de ello se ha estudiado las más importantes propiedades petrográficas y físicas de las rocas.

Debido a que los minerales anisotrópicos expanden en forma diversa en diferentes direcciones, la orientación de los cristales en una roca dará por resultado una expansión térmica anisotrópica. Un mineral en estado amorfo deberá tener una expansión térmica que sea siempre considerablemente menor que en el estado cristalino, significando ello una reducción del coeficiente de expansión térmica de la roca

Las rocas secadas al aire pueden tener una expansión térmica 10% mayor que las rocas saturadas. El coeficiente de expansión térmica tiene una relación no lineal con la temperatura, pudiendo decirse como una regla que él incrementa con elevaciones en la temperatura.

Se ha efectuado en Canadá un estudio de la expansión térmica de diversos tipos de rocas a temperaturas del orden de 2000ºC. Los resultados indican que la velocidad de elongación térmica de las rocas se incrementa muchas veces sobre los valores normales cuando están expuestas a temperaturas sobre los 500ºC o mayores.

El estudio mostró que la expansión térmica de una roca está influenciada en forma significativa por sus variaciones estructurales, pero que el factor dominante es su composición mineralógica; habiéndose encontrado que las características normales de las rocas cambian cuando están expuestas a altas temperaturas, recogiendo los cambios en las propiedades físicas del mineral.

Así, una abrupta elevación de la curva de expansión alrededor de los 600ºC invariablemente indica la presencia de cuarzo. Las rocas carbonatadas a menudo se contraen después de los 900ºC. Una alta velocidad de expansión después de los 650ºC puede indicar un alto contenido de biotita.

El comportamiento típico de las rocas ricas en cuarzo es atribuído a la inversión de éste ya que el calentamiento del cuarzo sobre los 500ºC da lugar a

una expansión de volumen de cerca de 2.8%, pero un cambio más significativo ocurre cerca de los 573ºC cuando la inversión del cuarzo Alfa al cuarzo Beta da por resultado una expansión en el volumen de C24Ca de 2.4%, causando destrucción de la estructura de la roca seguida por un período de ausencia de expansión hasta alrededor de los 900ºC cuando se presenta disociación de gases y cambios irregulares de volumen.

De todas las rocas ensayadas la mejor estabilidad térmica la tiene la anortita, la cual muestra estabilidad a los 1000ºC. Aunque las rocas basálticas presentan baja expansión por encima de los 600ºC ella se incrementa en altas temperaturas y en exposiciones al calor a 900ºC expandiendo rápidamente debido al desarrollo de gases.

El concreto calentado a temperaturas de 450ºC o mayores retiene algo de cal libre, en cantidad que depende fundamentalmente de la temperatura y duración del calentamiento. Si se encuentra presente en el concreto agregado calizo, éste se descompondrá y liberará cal libre a temperaturas sobre 600ºC á 700ºC.

Al exponer el concreto al ambiente después del enfriamiento, la cal libre hidratará y carbonatará causando descascaramiento superficial y posible expansión y fisuramiento.

En razón de éste comportamiento después del enfriamiento, los agregados calcareos muestran ventaja en miembros estructurales de concreto expuestos a fuego casual. La conversión de los carbonatos a óxidos absorve calor, y éste proceso retarda la elevación de temperatura a la de descomposición. Así, el empleo de agregados calcareos permite obtener elementos de concreto con mejor resistencia estructural al fuego.

5.3.- PASTA

Las investigaciones más recientes indican que los cambios de longitud o volumen son un proceso complejo. Así la expansión resultante del calentamiento resulta ser el efecto combinado resultante de la verdadera expansión térmica basada en el movimiento cinético molecular, y la expansión térmica aparente sobre impuesta.

Esta última es causada por los cambios de volumen higrotermales asociados con el movimiento de la humedad interna desde los poros capilares a los poros gel, bajo la acción de fuerzas capilares producidas por los cambios de temperatura, sin cambios en el contenido de agua del elemento en cuestión. Si el valor de la expansión térmica verdadera es esencialmente constante, con un promedio de 10x10-6 °C, la magnitud de la expansión térmica aparente deberá depender del contenido de humedad y estructura capilar de la pasta endurecida, así como de la cantidad y propiedades de expansión del gel cemento.

Las investigaciones de Mitchelll y Meyer han demostrado que el contenido de humedad puede causar que el coeficiente de expansión de la pasta neta pueda variar tanto como el 100%, con los valores mínimos obtenidos tanto para la condición seca como para la condición saturada, y el máximo valor para una condición intermedia dando lugar a que la expansión higrotermal pueda ser igual, y aún exceder, a la verdadera expansión térmica.

De esta manera los valores de la expansión térmica, los cuales representan la expansión total de la pasta neta, pueden variar de 9 x 10-6 a más de 21 x 10-6 x C, dependiendo de las diferencias en la fineza del cemento, composición, relación agua-cemento y contenido de humedad. Este comportamiento es función de la edad, siendo menor en el tiempo conforme el gel se forma.

Lea ha demostrado que a una temperatura de 100°C la pasta se expande; cuando el agua es eliminada y la temperatura se mantiene un tiempo suficiente, se presenta una contracción similar a la expansión previa. Esta contracción continúa conforme la temperatura se eleva, y con la elevación de temperatura los diferentes hidratos presentes en la pasta se rompen.

La discusión entre la contracción y la pérdida de peso ha sido llevada por Pilleo; y Crowley ha sostenido que el movimiento térmico de la pasta puede ser considerado como la suma de componentes reversibles e irreversibles, indicando que la contracción por deformación residual puede ser mayor que cualquiera que se presente durante el calentamiento.

Harada ha demostrado que con un incremento en la velocidad de calentamiento la expansión inicial de la pasta se incrementa y que, en algún momento del calentamiento, se invierte a contracción. Igualmente demostró que alrededor de los 700° C la contracción cambia a expansión. Igualmente, conjuntamente con Dettling, Harada ha demostrado que tanto la expansión térmica como la contracción no son unicamente una función de la diferencia de temperaturas, sino que igualmente dependen, en una importante medida, de la duración de la exposición.

5.4.- MORTEROS

La expansión lineal de un mortero endurecido cambia en proporción al contenido de cemento de la mezcla. Generalmente, las mezclas más ricas expanden más debido a que la expansión de la pasta es mayor que la del agregado. Sin embargo, cuando se emplea un agregado con un alto coeficiente de expansión, por ejemplo una arena silicosa, la elongación deberá incrementarse en proporción al contenido de agregado. La máxima expansión del mortero se alcanza entre 80° C y 90° C, después de lo cual él normalmente comienza a contraer.

De acuerdo a los estudios de Mitchell, el coeficiente de expansión térmica alfa de un mortero preparado con agregado fino de diferentes orígenes deberá esperarse que varíe entre 9 á 14.4 x 10-6/C a temperaturas normales. Harada, para morteros de relación 1 : 1 preparados con siete diferentes arenas llega a coeficientes ligeramente menores tales como 4.7 á 11.3 x 10-6/C para arenas de andesitas y cuarzos respectivamente.

5.5.- CONCRETOS

Las medidas individuales son, en la actualidad, inevitables para una adecuada determinación de la expansión térmica del concreto. Esta última es afectada por las proporciones de la mezcla, el contenido de humedad, la edad del concreto, y el coeficiente de expansión termal alfa de los componentes individuales del concreto. A la temperatura del laboratorio, ella se incrementa con los incrementos en el contenido del concreto y disminuye con incrementos en la edad del concreto.

El concreto secado al aire tiene un mayor coeficiente de expansión térmica que el extremadamente seco, o que el concreto saturado en agua. Este incremento en el valor es debido al movimiento del agua en el sistema de poros; tal movimiento está ausente tanto de los especímenes secados al horno como de los especímenes saturados.

Para un contenido de humedad dado y una mezcla de concreto determinada, el coeficiente de expansión térmica del agregado es el parámetro más significativo. El coeficiente de expansión térmica alfa para un concreto preparado con diferentes agregados puede ser computado de la fracción de volumen sólida así como del coeficiente de expansión de cada componente.

Trabajos preparados por Stanton Walker sugieren que el coeficiente de expansión térmica del concreto es aproximadamente el promedio pesado de los coeficientes de sus ingredientes. Las investigaciones efectuadas en diversos laboratorios indican que el coeficiente de expansión es esencialmente constante por encima del rango de temperaturas normales.

De acuerdo a Mitchell el coeficiente de expansión térmica alfa para un concreto endurecido está usualmente entre 6.3 y 11.7 x 10-6/C, siempre que su variabilidad debida a los cambios de humedad sea tomada en cuenta. Se ha comprobado que el máximo valor de alfa es más de 2.5 veces su mínimo valor y que cuando no se precisa un valor exacto, un valor de 10 x 10-6/C para alfa puede ser empleado.

5.6.- EXPOSICION A TEMPERATURAS ELEVADAS

Cuando el mortero o concreto están expuestos a temperaturas elevadas el cambio de volumen que se observa es el resultado de un proceso complejo consistente de expansión térmica del agregado y cambios volumétricos hidrotermales de la pasta.

Tal como se ha demostrado en parrafos anteriores, después de la expansión inicial de la pasta su cambio de volumen revierte a contracción o expansión, dependiendo de la magnitud y duración del calentamiento. Sin embargo, la contracción de la pasta es sobredimensionada en el mortero y concreto por la expansión del agregado y la curva resultante es la suma de los

cambios de longitud de la pasta y el agregado a la temperatura de exposición.

Si los datos ideales son tomados para el movimiento térmico de una pasta y agregado siliceo, se puede determinar la forma general con la cual varían las deformaciones debidas a la incompatibilidad con la temperatura. Se ha determinado que en primer lugar esas deformaciones diferenciales deberían inducir a pequeños esfuerzos compresivos en la pasta pero que, con un incremento en la temperatura,ellos se reduscan y cambien a esfuerzos de tensión mucho mayores.

En el caso de la deformación residual obtenida después del enfriamiento puede observarse, en morteros ricos 1 : 1, que la curva sumatoria normalmente muestra ligera contracción, en tanto que en mezclas pobres el resultado deberá ser expansión. En concretos, en los que la proporción de agregado al cemento es mayor, la curva resultante deberá tener una aproximación asintótica a la de la roca.

Así, la curva asintótica de los concretos en los que se ha empleado limonita, se aproxima asintóticamente a la de la roca, y está muy cercana a la curva de expansión del acero de refuerzo. Otras curvas indican claramente que la magnitud de la expansión de los concretos con areniscas, a temperaturas de cerca de 500° C, coincide con la de las rocas areniscas en si misma.

Las investigaciones de Harada han permitido determinar que las dos rocas livianas, la piedra pómez y las escorias, son los agregados más estables para exposición al calor. Los concretos preparados con rocas andesíticas producen expansiones térmicas del orden de la mitad de las de los concretos en los que se ha utilizado areniscas y calizas.

Zoldner ha estudiado los efectos de diferentes agregados sobre el cambio de volumen residual de concreto expuestos a temperaturas del orden de 800° C. Los resultados indican que los concretos preparados con agregados termalmente estables tales como escorias o esquistos expandidos, después del calentamiento presentan contracción residual en vez de expansión.

Por otra parte, los concretos pueden deteriorarse a temperaturas tan bajas como 300° C, si se emplea agregados termalmente inestables tales como la fonolita o tinguaita. Este tipo de rocas contienen un hidróxido mineral el cual rápidamente pierde su agua de constitución. Ello es acompañado por un extenso agrietamiento del concreto y una pérdida de la adherencia mortero-agregado. Cuando, después del enfriamiento, el concreto es expuesto al aire, el agua es absorvida y el concreto se desintegra cuando la rehidratación del mineral calcinado tiene lugar.

6.- EFECTOS DE LA CONDUCTIVIDAD TERMICA

La conductividad térmica es una propiedad la cual es de primera importancia en el diseño de instalaciones de concreto expuestas al calor. La conductividad térmica del concreto está determinada por la de sus constituyentes. De los factores que tienen influencia en la conducción del calor en el concreto, Missenard ha seleccionado los cuatro que él considera los más importantes:

(1) conductividad del cemento;
(2) conductividad del agregado;
(3) proporciones de la mezcla; y
(4) grado de compactación del concreto colocado.

A ellos Campbell añade un quinto punto importante: el contenido de humedad del agregado. En términos generales puede decirse que la conductividad térmica del concreto es esencialmente una función de la pasta y el agregado.

En relación con el punto (1) es importante indicar que el factor de conductividad térmica de la pasta saturada y endurecida de los diferentes tipos de cemento portland puede variar, en el rango de temperaturas normales, de 0.8 a 1.1 kg-cal/m hr C. Las pasta de cemento con relaciones agua-cemento altas tienen los menores valores de conductividad térmica.

Davis ha demostrado que la exposición de la pasta a temperaturas elevadas reduce su conductividad térmica, pudiendo ser a 750ºC la mitad del

valor a la temperatura normal. Ello puede ser explicado por el micro agrietamiento de la pasta, causado por la contracción y el incremento de la porosidad debido a la exposición a temperaturas elevadas.

En relación con la conductividad del agregado, indicada en el punto (2), las diferentes rocas que pueden ser empleadas como agregado en el concreto tienen un factor de contracción el cual varía, en condiciones de temperatura normales, de -0.1 a + 4.5 kg-cal/mhr C. La cuarzita, arenisca y otras rocas ricas en cuarzo presentan las conductividades más altas.

Las rocas igneas, tales como el granito, la riolita, así como las rocas carbonatadas, tales como las calizas dolomíticas, tienen un valor intermedio que varía de 2.0 á 2.5 kg-cal/mhr C. El basalto, la anortita dolerítica y la olitina están entre los tipos de roca que tienen una baja capacidad conductiva que varía entre 1.0 á 1.7 kg-cal/mhr C.

Las investigaciones han permitido determinar que las rocas con estructura cristalina presentan una más alta conductividad del calor que las rocas amorfas vitreas de la misma composición. Por lo tanto, la conductividad de la roca depende mucho más de su grado de cristalización que de su composición.

Los agregados livianos, debido a su porosidad, tienen un bajo valor de conductividad. Las rocas en condición húmeda presentan una conductividad más alta que las que están en estado seco.

Los cambios en el valor de la conductividad térmica de una roca causados por el calentamiento de la misma dependen esencialmente de la estructura de la roca. Con la excepción de las rocas amorfas y monocristalinas, la conductividad decrece cuando la temperatura se incrementa. La conductividad térmica de algunas rocas disminuye hasta la media de su valor normal cuando la temperatura se incrementa de 100° a 575° C.

Esta gran disminución en la conductividad térmica está relacionada con grandes expansiones térmicas de esas rocas (cuarzo, arenisca, granito). Por otra parte, las rocas que tienen bajas características de expansión también

muestran pequeños cambios en su conductividad térmica (basalto, caliza).

De todo lo ya indicado se ha llegado a la conclusión que existe una interrelación entre la expansión térmica y la conductividad térmica de las rocas, dependiendo ambas propiedades tanto de la expansión como de la estructura del material.

Igualmente, los esfuerzos internos creados por la expansión térmica pueden originar microagrietamiento de los cristales y dispersión de los granos. La ruptura de la adherencia intercristalina, la cual causa incremento en la porosidad de una roca, normalmente resultará en una baja conductividad térmica.

En relación con el punto (3), referido a las proporciones de la mezcla, el U.S Bureau of Reclamation ha investigado las propiedades térmicas de concretos preparados con diferentes tipos de agregados. Los resultados indican que la conductividad térmica de concretos normales saturados, de similar diseño de mezcla pero de diferentes agregados, varía de 1.8 á 3 kg-cal/mhr C en temperaturas del orden de 10 á 65 C. El rango de variación es más amplio si se emplea concretos de diferentes diseños de mezcla.

Igualmente se ha determinado que las proporciones del cemento, agregados y agua libre influyen en la conductividad del concreto. Si el contenido de agua de la mezcla es mantenido constante el efecto de la riqueza de la mezcla dependerá del tipo de agregado; en el caso de agregados livianos, en los que la conductividad es generalmente menor que la de la pasta, cuanto más rica la mezcla más alta la conductividad; en tanto que en el caso de los agregados convencionales, en los que la conductividad es mayor que la de la pasta, cuanto más rica la mezcla menor la conductividad.

En el mismo laboratorio se ha determinado que en concretos húmedos con una alta relación agua-cemento durante el endurecimiento, se deberán producir concretos porosos con una baja conductividad, especialmente cuando están secos. Sin embargo, un incremento en el contenido de agua en

la proporción de la mezcla en el orden del 4% al 8% del peso del concreto disminuirá la conductividad térmica en cerca del 10%.

Igualmente se ha determinado que cuando el concreto está húmedo los poros están llenos de agua y la conductividad se incrementa apreciablemente. En general, la porosidad del concreto tiende a reducir la densidad y al mismo tiempo la conductividad. Esto es especialmente cierto en concretos celulares y concretos preparados con concretos livianos, en los que la baja conductividad térmica es un factor esencial para su valor de aislamiento térmico, el cual cambia con el contenido de humedad del concreto.

Solamente se dispone de datos limitados sobre los efectos de las temperaturas elevadas en la conductividad térmica del concreto. Desde que el contenido de humedad disminuye con la exposición a la temperatura, la conductividad de la pasta y el concreto disminuye con incrementos en la temperatura. A temperaturas sobre los 400°C, en las cuales ocurre una completa deshidratación, se tiene una gradual desintegración de la pasta que dá por resultado una disminución de la conductividad térmica.

Como ya se ha indicado al referirnos a los trabajos de Harada, el valor de la conductividad térmica de pastas puras se reduce de 0.72 kg-cal/mhr C a temperatura normal a 0.40 kg-cal/mhr C cuando la temperatura llega a 750° C. En concretos, la adición de agregado grueso dá por resultado disminución del contenido de aire e incremento en la conductividad térmica; sin embargo, dicha conductividad tiende a disminuir rápidamente con la elevación de la temperatura y su valor, a 750°C. será aproximadamente igual al 50% del que corresponde a temperatura normal. Esta caída de la conductividad térmica también se presenta en las pastas y morteros.

Otro resultado importante de los estudios de Harada es que el valor de conductividad térmica de muestras de concreto enfríadas, después que han estado expuestas a elevadas temperaturas es aproximadamente 10% á 20% más alto que los valores obtenidos durante el calentamiento. Aparentemente después del enfriamiento se produce una inversión del movimiento térmico, compensando parcialmente el daño producido en el concreto durante la exposición al calor.

Los diferentes tipos de roca los cuales pueden ser empleados como agregados en el concreto tienen un factor "k" de conductividad térmica que varía, para condiciones de temperatura normales, de menos 1.0 a más de 4.5 kg cal/m hr C.

Las cuarzitas, las areniscas, y otras rocas cuarzíticas muestran la conductividad más alta. Las rocas igneas tales como los granitos, gneiss, riolitas, así como las rocas carbonatadas, tales como las calcitas y dolomitas, tienen un factor "k" intermedio con valores que varían de 2.0 a 2.5 kg-cal/m hr C. El basalto, la anortita, la dolerita, y la barita están entre las rocas que tienen un factor de conductividad "k" bajo, el que varía entre 1.0 á 1.7 kg-cal/m hr C.

Deberá ser indicado que las rocas con estructura cristalina muestran más alta conductividad del calor que las rocas amorfas y vitreas de la misma composición. Por lo tanto, la conductividad de una roca depende mucho más del grado de su cristalización que de su composición. Los agregados livianos, debido a su porosidad tienen un valor "k" mucho más bajo. Las rocas en condición húmeda tienen una conductividad apreciablemente mayor que en estado seco.

Los cambios en el valor de "k" de una roca debido al calentamiento dependen fundamentalmente de la estructura de la roca. Con la excepción de las rocas amorfas y monocristalinas la conductividad decrece cuando la temperatura se incrementa.

La conductividad térmica de algunas rocas disminuye a cerca de la mitad cuando la temperatura se incrementa de 100° C a 573° C. Esta importante disminución en la conductividad térmica corresponde, en forma importante, con una fuerte expansión térmica de las mencionadas rocas, entre las que se encuentran el cuarzo, la arenisca, el granito, etc.

Por otra parte, las rocas que muestran baja expansión igualmente muestran pequeños cambios en el valor de "k" (anortita, basalto, caliza, etc). Aparentemente existe una relación entre la expansión térmica y la conductividad térmica de las rocas, debiendo recordarse que ambas propiedades dependen tanto de la composición como de la estructura del

material.

Los esfuerzos internos creados por la expansión térmica pueden causar microagrietamiento de los cristales y aflojamiento de los granos. La ruptura de la adherencia intercristalina, la cual causa un incremento en la porosidad de la roca, deberá normalmente dar por resultado una disminución en la conductividad térmica.

El factor de conductividad térmica "k" de la pasta de cemento endurecida y saturada de los difentes tipos de cemento portland puede variar dentro del rango de temperaturas normales de 0.8 á 1.1 kg-cal/m hr C. Así las pastas con una alta relación w/c tienen una baja conductividad térmica. Aunque el secado reduce la cantidad de agua, un ingrediente de baja conductividad, Davis ha demostrado que la exposición de la pasta endurecida a elevadas temperaturas reduce su conductividad térmica.

Adicionalmente, las investigaciones de Harada han demostrado que el factor "k" a una temperatura de 750° C es cerca de la mitad del de temperaturas normales. Esto puede ser explicado por el microagrietamiento de la pasta causado por la contracción y el incremento de la porosidad debido a la exposición a temperaturas elevadas.

El Bureau of Reclamation ha investigado las propiedades térmicas de concretos preparados con diferentes tipos de agregados. El resultado de todo este estudio ha mostrado que la conductividad térmica de concretos normales, saturados, con diseño de mezclas similar pero con diferentes agregados, varía de 1.8 a 3 kg.cal/m hr C. El rango deberá ampliarse si se emplea concretos de diferentes diseños de mezcla.

Las proporciones de la mezcla de cemento, agregados y agua libre influyen en la conductividad del concreto. Si el contenido de agua de la mezcla es mantenido constante el efecto de la riqueza de la mezcla deberá depender del tipo de cemento. En el caso de los agregados livianos, en los que el factor "k" agregado es generalmente menor que el de la pasta, conforme la mezcla es más rica mayor es la conductividad; en tanto que en el caso de agregados convencionales, en los que el factor "k" es mayor que el de la pasta, cuanto más rica es la mezcla menor es la conductividad.

Las mezclas húmedas con una alta relación agua-cemento cuando endurecen deberán producir un concreto poroso con una baja conductividad, especialmente cuando están secos. Sin embargo, un incremento en el contenido de agua en las proporciones de la mezcla del 4% al 8% del peso del concreto, deberá disminuir la conductividad térmica solamente en un 10%. Si el concreto está humedo, los poros estarán llenos de agua y la conductividad se incrementará apreciablemente.

En general, la porosidad del concreto tiende a reducir la densidad y, al mismo tiempo, la conductividad que se reducirá únicamente un 10%. Cuando el concreto está húmedo, los poros se llenan de agua y la conductividad se incrementa apreciablemente. En general, la porosidad del concreto tiende a reducir la densidad y, al mismo tiempo, la conductividad. Esto es especialmente cierto en los concretos celulares y livianos, en los que la baja conductividad es un factor esencial para su valor de aislamiento, el cual se modifica con cambios en el contenido de humedad del concreto.

La alta densidad del concreto no necesariamente indica alta conductividad. Por ejemplo los concretos preparados empleando baritina como agregado grueso tienen un valor de "k" de 1.2 kg-cal/m hr C y una densidad del orden de 3400 kg/m3. Por otra parte, los concretos preparados con grava proveniente de roca ignea empleados en la presa Bull Run tienen un valor de "k" de 1.24 kg-cal/m hr C y una densidad del orden de 2500 kg/m3.

Solamente se dispone de muy poca información sobre los efectos de las temperaturas elevadas sobre la conductividad térmica de morteros y concretos. Desde que el contenido de humedad disminuye con el tiempo de exposición y la temperatura, la conductividad de la pasta, el mortero y el concreto disminuíran con incrementos en la temperatura. A temperaturas sobre los 400° C en las que ya ocurre una completa deshidratación, tiene lugar una gradual desintegración de la pasta, dando por resultado una futura disminución en la conductividad térmica.

En relación con lo anterior Harada ha observado que el valor "k" de las pastas a temperaturas normales se reduce de 0.72 a 0.40 kg-cal/m hr C para calentamientos a 750° C, incrementándose el valor en un 60% con

incorporación de arena para pasar de pasta a mortero con relación 1 : 1; y en 30% si el mortero es 1 : 5.

En el caso de concretos Harada indica que la adición de agregado grueso da por resultado un futuro decreciento en el contenido de aire y un incremento en la conductividad térmica con valores de "k" en el orden de 1.5 a 1.8 kg-cal/m hr C.

Los resultados de estas investigaciones indican que la conductividad disminuye rápidamente con la elevación de temperatura y se asume en 750° C el valor en el que "k" está en el 50% del que corresponde a una temperatura normal. Este resultado es similar al de morteros y pastas. Igualmente se ha encontrado que el valor de "k" para mezclas pobres es cerca del 20% más alto que el que corresponde a mezclas ricas. Igualmente se ha determinado que una pobre compactación deberá producir concretos con un incremento en la porosidad y por lo tanto menor conductividad.

Es importante indicar que las observaciones de incendios han permitido determinar que el valor de "k" del concreto frío, después que ha estado expuesto a temperaturas elevadas, es 10% a 20% más alto que el valor obtenido durante el calentamiento. Aparentemente después del enfriamiento algo del movimiento térmico revierte, amortiguando el daño hecho al concreto durante la exposición al calor.

Se ha demostrado que la expansión térmica total del concreto, la cual determina la magnitud del esfuerzo térmico de los componentes de las cargas aplicadas, es afectada por la expansión térmica individual de los componentes del concreto. Igualmente, la conductividad térmica juega un papel determinante en el comportamiento de éste.

Como el agregado ocupa la mayoría del volumen del concreto, sus propiedades son el factor determinante en la determinación de las características térmicas del concreto. Por ello un exacto conocimiento de las propiedades térmicas del agregado es esencial en el diseño adecuado de estructuras de concreto sujetas a esfuerzos térmicos.

7.- EL COMPORTAMIENTO DE LOS MORTEROS

La expansión lineal de los morteros varía en proporción al contenido de cemento de la mezcla. En general las mezclas más ricas expanden más debido a que la exposición de la pasta es mayor que la del agregado. Sin embargo, si se emplea agregado con alto coeficiente de expansión, por ejemplo arenas silicosas, la elongación deberá incrementarse en proporción al contenido de agregado. La máxima expansión del mortero se alcanzará a temperaturas entre 80ºC y 90ºC después de lo cual comienza a contraer.

8.- EL COMPORTAMIENTO DEL CONCRETO

Las actuales experiencias de laboratorio no garantizan una determinación segura de la expansión térmica del concreto, dado que ella es afectada por las proporciones de la mezcla, el contenido de humedad, la edad del concreto, y los coeficientes de expansión térmica de los componentes individuales de éste.

Así, a temperatura ambiente el coeficiente de expansión térmica del concreto aumenta con incrementos en el contenido de cemento y disminuye con incrementos en la edad de éste. Los concretos secados al ambiente tienen un coeficiente de expansión térmica mayor que el de los extremadamente secos o secados en agua.

Este incremento en el valor del coeficiente de expansión térmica es debido al movimiento del agua en los poros; el cual está ausente tanto en los especímenes secados al horno como en los saturados.

Para un contenido de humedad y una mezcla de concreto dados, el coeficiente de expansión térmica de los agregados es el parámetro más importante. El coeficiente de expansión para un concreto preparado con diferentes agregados puede ser calculado de la fracción de volumen de sólidos y el coeficiente de expansión de cada componente. Al respecto Walker sostiene que el coeficiente de expansión térmica del concreto es aproximadamente el promedio pesado de los coeficientes de sus ingredientes.

Los resultados de las investigaciones de laboratorio indican que el coeficiente de expansión es esencialmente constante en el rango de

temperaturas normales, estando en valores entre 6.3 y 11.7 por 10 a la menos 6 ºC y que cuando no se requiere un valor exacto puede emplearse 10 por 10 a la menos 6 ºC.

Se ha determinado que cuando los concretos, y también los morteros, están expuestos a temperaturas elevadas el cambio de volumen observado es un resultado de procesos complejos consistentes de expansión térmica del agregado y cambio de volumen hidrotérmico de la pasta.

Como ya se ha indicado, después de la expansión inicial de la pasta su volumen cambia por contracción, dependiendo la magnitud de ésta de la magnitud y duración del calentamiento. Sin embargo la magnitud de la contracción de la pasta es compensada por la expansión del agregado y la curva resultante es una suma de los cambios de longitud de la pasta y el agregado en la temperatura de exposición.

De lo anterior se deduce que las diferencias en la deformación debido a incompatibilidad pueden ser determinadas, habiéndose encontrado inicialmente que estas deformaciones deberán inducir pequeños esfuerzos de compresión en la pasta pero que conforme se incrementa la temperatura estos esfuerzos tienden a reducirse y cambian a esfuerzos de tensión muy importantes.

Investigando este punto Zoldners encontró que concretos preparados con agregados térmicamente estables, tales como escorias expandidas, después de calentados a 800ºC presentaban contracción residual en vez de expansión y que, por otra parte, el concreto puede deteriorarse a temperaturas tan bajas como 300ºC si se emplea agregados termicamente inestables los cuales pierden su agua de constitución con la elevación de la temperatura, produciéndose un gran agrietamiento del concreto y pérdida de la adherencia agregado-mortero. La posterior absorción de agua por exposición del concreto al aire después del enfriamiento produce la desintegración de éste cuando se produce la rehidratación de los minerales calcinados.

Sabemos que el concreto estructural puede ser expuesto a cambios rápidos de temperatura debido a condiciones de clima, incendios, radiación, o calor desarrollado por procesos industriales. Se conoce que las vigas

reforzadas pueden estar sujetas a grandes deflexiones sin excesivo agrietamiento cuando ellas están expuestas al calor. Tales deflexiones no pueden ser atribuídas a rendimiento de las barras de refuerzo o a escurrimiento plástico por temperatura a que pueda estar sometido el concreto.

Walker, BLoem y Mullen han estudiado el efecto de los cambios de temperatura sobre el módulo de elasticidad y la resistencia y han encontrado que los cambios súbitos en la temperatura son destructivos para el concreto. Hansen y Eriksson han estudiado el efecto de los cambios de temperatura sobre el comportamiento de la pasta, mortero, y concreto, especificamente la deflexión, cuando están bajo la acción de cargas. Ellos concluyen que una destrucción interna del material, debida a la acción del fuego, conduce a una deflexión excesiva y han estudiado las fallas de vigas expuestas a calentamiento cuando están cargadas.

Los autores mencionados han encontrado que:

a) Las vigas de pasta y mortero deflectan excesivamente cuando son calentadas después de la aplicación de cargas;

b) La deflexión ocasionalmente conduce a fallas en esfuerzos bajos y después de calentamiento moderado;

c) La deflexión se incrementa con incrementos en en la magnitud del calentamiento;

d) Las deflexiones son mayores y la temperatura en la falla es más baja para pastas que para morteros;

e) Las deflexiones son mayores y la temperatura en la falla menor para vigas saturadas que para vigas secas;

f) Una rápida magnitud del calentamiento permanentemente reduce el módulo de elasticidad de los morteros, indicando destrucción interna del material de la estructura;

g) **Los ciclos de calentamiento conducen a una deflexión excesiva y ocasionalmente a falla.**

Como conclusión de sus estudios, los investigadores concluyen en los siguientes puntos:

a) **Las deflexiones se incrementan en forma muy importante cuando la vigas de pasta o mortero, las cuales han sido almacenadas bajo condiciones de temperatura constante, son calentadas después de la aplicación de carga. Tales deflecciones pueden producirse y conducir a falla en esfuerzos bajos y después de un moderado incremento en la temperatura, tan bajo como 100C.**

b) **La aplicación de carga durante un segundo ciclo de temperatura, que siga inmediatamente después a un ciclo inicial de calentamiento y enfriamiento, produce deflecciones menores que cuando se aplica la carga durante el ciclo inicial.**

c) **La aplicación simultanea de cargas e incremento de la temperatura después que las vigas de cemento o mortero han sido expuestas a un ciclo inicial de temperatura seguido por un período de descanso a temperatura constante menor, también produce una deflexión. Sin embargo, tal deflexión es más pequeña que la de los especímenes cargados durante el ciclo inicial. Aparentemente un efecto de recuperación restaura parte, pero no la totalidad, del mecanismo de deformación original.**

d) **La importancia de la deformación debida a aplicación simultanea de carga y cambios de temperatura depende de la magnitud del cambio de temperatura. Grandes cambios de temperatura resultan en deformaciones mayores que aquellas debidas a los cambios pequeños.**

e) **Las deformaciones debidas a aplicación simultanea de cargas y cambios de temperatura son mayores y la temperatura en la falla es menor para morteros húmedos que para secos.**

f) **Un rápido incremento en la temperatura en forma permanente reduce el módulo de elasticidad de los cementos portland. Ello indica un deterioro interno del material de la estructura. Una multitud de microgrietas las cuales aparecen sobre el lado tensionado de las vigas de mortero simple cuando están cargadas mientras se calientan, confirma que el material de la estructura es más débil cuando está expuesto a una elevación en la temperatura.**

g) **Las grandes deflecciones siempre tienen lugar cuando la temperatura se incrementa, nunca cuando la temperatura decrece.**

h) **Los fenomenos de comportamiento estudiados no pueden ser explicados por incompatibilidad térmica, ni por esfuerzos debidos a gradientes térmicas diferentes en los especímenes de ensayo. Los fenómenos son posiblemente debidos a difusión interna del agua en el gel cemento, posiblemente combinados con cambios químicos en el gel. Cambios similares en los morteros expuestos a cambios en la humedad permiten suponer que la migración de agua es importante para entender el fenómeno observado.**

i) **No debe extraerse conclusiones definitivas del comportamiento del concreto estructural bajo condiciones de obra de los resultados de estos ensayos exploratorios. Sin embargo, los resultados sugieren que se debe dar consideración a la deformación bajo cargas simultaneas con cambios en la temperatura del concreto expuesto al fuego.**

Los fenómenos descritos en este estudio pueden proporcionar una explicación para las grandes deflecciones sin agrietamiento visible excesivo los cuales son en algunas oportunidades observados en vigas de concreto armado cuando ellas son calentadas.

A partir de la inspección visual puede determinarse que los concretos

expuestos a altas temperaturas muestran un importante agrietamiento superficial, el cual es más evidente en los concretos preparados empleando como agregado grueso grava de río silicosa. Las grietas son más significativas cuando los concretos son enfriados rápidamente con agua. Cuando los concretos están expuestos a una temperatura de 700ºC el agrietamiento es más severo, se produce astillamiento y, como una consecuencia se aprecia agregado sobre la superficie del concreto.

Las alteraciones del concreto también se manifiestan por diferencias en el color en la periferia y centro de las muestras. Estas diferencias son mayores cuando el concreto está expuesto a altas temperaturas y cuando es enfriado con agua.

Se ha apreciado una importante diferencia en la velocidad de pulso ultrasónica reduciéndose ésta conforme la temperatura se incrementa. Esta disminución es igual ya sea que el concreto sea preparado con piedra partida o grava, siendo relativamente menor en los concretos de las más altas resistencias. En todos los casos el enfriamiento rápido produce mayor daño y en consecuencia menor velocidad. Las reducciones en la velocidad varían entre 30% y 49% en concretos expuestos a 500ºC y entre 91% a 68% cuando la temperatura del concreto fue de 700ºC.

El módulo de elasticidad dinámico cambia de una manera similar a la velocidad ultrasónica. Para todos los concretos y ambos tipos de enfriamiento, es aparente que la reducción en el módulo dinámico es mayor que la de la velocidad de pulso, estando el valor residual siempre por debajo del 45%. Los especímenes preparados con grava de río silicosa tienen un incremento en el diámetro, después de la exposición a 700ºC que hace imposible colocarlos en el equipo y medir su frecuencia. De los resultados expuestos parece ser que el método de la frecuencia de resonancia es más sensitivo que el de la velocidad de pulso ultrasónica para detectar daños en elementos expuestos a altas temperaturas.

Janotka y Bágel han estudiado el efecto de temperaturas del orden de 800°C sobre la estructura de poros, la permeabilidad, y la resistencia en compresión del concreto. Ellos parten en su estudio de la premisa que el concreto puede estar expuesto a temperaturas elevadas en un incendio

accidental, en la operación de un horno o de un reactor nuclear, y que debido a ello sus propiedades mecánicas tales como la resistencia en compresión y módulo de elasticidad pueden decrecer en forma apreciable como resultado de fracturas y astillamiento indeseables. Adicionalmente se ha investigado el papel que juega la pasta endurecida en el proceso de deterioro.

La degradación del concreto debido al calentamiento puede incluir pérdida de peso, como pérdida de masa debida al astillamiento y la pérdida de humedad, la formación de poros y grietas, y la reducción en la resistencia y el módulo.

Se indica que los factores más importantes que pueden influir en el comportamiento del concreto a temperaturas elevadas son la magnitud del calor, el tipo de aglomerante y agregado, y las condiciones de humedad. El tratamiento por elevación de temperatura reduce la cantidad de agua químicamente adherida, incrementa el contenido de calcio del C-S-H, y permite que los cristales de calcio tengan un perfil elongado.

Con una elevación de temperatura la distribución espacial de los cristales de Ca(OH)2 será más compacta, especialmente cristales menores en una unidad de volumen de la pasta.

Adicionalmente, las altas temperaturas tienden a modificar el mecanismo de formación de la etringita, habiéndose observado una marcada reducción en la estabilidad de la etringita entre 60°C y 80°C. La etringita hidratada comienza a deshidratarse, para luego romperse y desintegrarse.

Una elevación en la temperatura durante el curado afecta la estructura de poros de la pasta por reducción de la superficie específica de los productos de hidratación. La pasta curada a altas temperaturas tiene una microestructura más heterogenea y una estructura de poros más gruesa.

Es importante reconocer que el conocimiento del comportamiento del concreto durante un incendio es vital para el diseño de estructuras resistentes al fuego y para asegurar la necesaria capacidad de servicio en elevadas temperaturas. Los estudios de Janotka y Bágel permiten obtener información

sobre el comportamiento del concreto en temperaturas elevadas del orden de 800°C y permitir desarrollar métodos para calcular el coeficiente de permeabilidad del concreto a diferentes temperaturas en base a medidas en el porosímetro de mercurio. Igualmente establecer criterios sobre la cualidad estructural del concreto en términos de su resistencia y coeficiente de permeabilidad.

Es importante indicar que el término "coeficiente de permeabilidad" utilizado en los estudios se considera principalmente como una medida de la calidad de la estructura de poros del concreto más que un valor actual y absoluto del coeficiente de permeabilidad. En la actualidad, una amplia variedad de parámetros de la estructura de poros pueden ser utilizados: volumen de poros, tamaño promedio de los poros, superficie específica, y distribución de poros por tamaño. De todos estos factores los elegidos se consideró los más convenientes para el cálculo del coeficiente de permeabilidad.

Los resultados de estas investigaciones indican un marcado deterioro del concreto en elevadas temperaturas. El comportamiento mecánico después de elevación a temperaturas elevadas, especialmente resistencia y fractura, presenta completa dependencia sobre la estructura resultante de la pasta endurecida.

Para estructuras en servicio se ha hecho un estudio detallado de la calidad del concreto después de un ataque por elevación de temperatura. La habilidad del concreto para resistir altas temperaturas puede ser interpretada como un caso de su durabilidad. La resistencia del concreto no es el único parametro significativo que muestre la integridad estructural del concreto; igualmente la permeabilidad influye en la durabilidad del concreto.

Para demostrar lo anterior, el estudio presenta los coeficientes de permeabilidad calculados en varias temperaturas elevadas basándose en la medida del tamaño de los poros. Los resultados muestran que la resistencia y el coeficiente de permeabilidad del concreto son variables de calidad estructuralmente equivalentes.

Para efectuar el estudio siempre se ha tenido en consideración que la

destrucción del gel cemento, y la incompatibilidad térmica entre los agregados y la pasta, y la presión de poros dentro de la pasta, son los principales factores negativos en el estudio del comportamiento de concretos sujetos a altas temperaturas. La exposición a altas temperaturas también puede causar un cambio en la estructura de poros del concreto y éste cambio puede ser la causa de incrementos en la permeabilidad del concreto.

Este efecto de engrosamiento reduce la durabilidad por permeabilidad de los concretos sometidos a altas temperaturas. La variación de la estructura de poros, incluyendo la porosidad y la distribución de poros por tamaños, deberán ser empleadas para indicar la degradación de las propiedades mecánicas del concreto sujeto a altas temperaturas.

Es desde el punto de vista indicado que se ha considerado que la variación de la estructura de poros debido a la elevación de la temperatura en el concreto, deberá ser empleada para caracterizar la permeabilidad de éste.

Las propiedades mecánicas, tales como la resistencia o el módulo de elasticidad, no son las únicas variables significativas que caracterizan el cambio de calidad de un concreto sujeto a temperaturas elevadas. La estructura de poros permite una cuantificación de los cambios en la estructura debidos a efectos externos, tales como las temperaturas elevadas.

Por otra parte, la permeabilidad es, en muchos casos, una medida directa de la durabilidad o de la calidad del concreto. Por lo tanto, el empleo de relaciones que expresen la influencia de la estructura de poros sobre la permeabilidad puede ser un método adecuado para predecir la permeabilidad del concreto a partir de información estructural. Los resultados de la permeabilidad pueden también ser empleados para evaluar cambios en la estructura de poros debidos a las altas temperaturas.

Se han efectuado muchos intentos para establecer una interrelación entre la permeabilidad y la estructura de poros. Muchas relaciones empíricas se han obtenido para este propósito; sin embargo, no todos los parámetros estructurales usados en estas fórmulas fueron estimados. En estos estudios, el coeficiente de permeabilidad K(m/seg) fue calculado de acuerdo a la ecuación:

$$\log K = 1.2646/\log VMp + 0.204$$

Ecuación en la que una nueva estructura de poros variable VMp(nm) fue definida como un producto del radio promedio de los microporos.

Se ha encontrado una disminución significativa en los módulos de elasticidad dinámico y de Young, en relación con los valores medidos a los 28 días en condiciones ambiente normales (20C). En altas temperaturas, un incremento en la deformación en el esfuerzo máximo aparece en los especímenes de concreto en relación con los valores a bajas temperaturas. Esta puede ser la razón para la alta sensibilidad del módulo de elasticidad de Young a los ataques por temperatura.

Los efectos de las temperaturas elevadas sobre el valor de la resistencia en compresión serán significativos por encima de los 200°C en que se observa una evidente reducción en la resistencia por encima de la temperatura indicada, pudiendo llegar a los 800°C sólo el 20% de la resistencia a 20°C. Las altas temperaturas contribuyen a la formación de grandes estructuras de poros que dan por resultado la reducción de la resistencia y el módulo de elasticidad.

Se ha calculado las características de la estructura de poros y el coeficiente de permeabilidad Mochovce de los especímenes de concreto, y los resultados revelan una dependencia directa entre el valor de los tamaños de los poros y los coeficientes de permeabilidad calculados. La densidad de volumen de la pasta, en concretos entre 400°C y 800°C, disminuye con el aumento de la porosidad total.

Sin embargo, en el mismo rango de temperaturas, la densidad se incrementa debido a la mayor densidad de los compuestos formados después de la descomposición térmica, incluyéndose más poros incluídos en la muestra con una estructura de poros mayor. Se estima necesario tener ensayos complementarios empleando agua en lugar de mercurio como medio, a fin de tener valores más exactos de porosidad y densidad.

El deterioro de la integridad estructural del concreto se aprecia por un

incremento en el promedio del radio de los poros. Las relaciones entre el coeficiente de permeabilidad y la resistencia en compresión a diversas temperaturas indican la disminución de éste sin aumentos de aquel. Igualmente, cuanto más alta sea la temperatura, más gruesa será la estructura de poros y mayor el coeficiente de permeabilidad del concreto.

Los cambios indicados aparecen con más fuerza cuando la temperatura sobrepasa los 400°C. El efecto aparente de la estructura de poros en relación con temperaturas sobre 400°C se aprecia por una marcada disminución en la resistencia del concreto. El coeficiente de permeabilidad del concreto y su resistencia a 400°C son muy similares a los valores a 20°C, La permeabilidad es un valor importante para asegurar la integridad estructural de concretos sujetos a altas temperaturas, y aparece como tan importante y útil como el módulo de elasticidad y la resistencia.

Basados en las consideraciones anteriores, y complementarias a las ya indicadas a los largo de éste acápite, se pueden establecer seis conclusiones:

1.- No se ha encontrado cambios significativos en el módulo de elasticidad, resistencia, radio de los poros promedio, o coeficiente de permeabilidad calculado, para especímenes ensayados a temperaturas hasta de 400°C.

2.- El efecto sobre el grosor de la estructura de poros empieza a los 400°C, evidenciándose los resultados en una significativa reducción de la resistencia del concreto y en los módulos, el de Young y el dinámico de elasticidad, decreciendo éstos últimos continuamente con exposición a temperaturas elevadas.

3.- El colapso de la integridad estructural caracteriza las exposiciones en o sobre los 800°C. La resistencia en compresión se incrementa con aumentos en la temperatura hasta los 200°C. Sobre esta temperatura la resistencia desciende continuamente y el coeficiente de permeabilidad se incrementa progresivamente debido a la elevación de temperatura.

4.- Los resultados de los ensayos indican que el procedimiento de

cálculo del coeficiente de permeabilidad sobre la medida de la variable estructura de poros es una técnica adecuada para evaluar la calidad del concreto.

5.- Si bien la mecánica da el comportamiento del concreto en términos de resistencia, módulo de elasticidad, y permeabilidad, es necesario recurrir a la química para entender el comportamiento de los productos de hidratación y el desarrollo de la microestructura.

6.- La compleja evaluación del comportamiento del concreto en altas temperaturas sólo puede ser alcanzada si la acción química de la cual la durabilidad depende, así como las acciones mecánicas de las cuales igualmente depende, son simultaneamente tomadas en cuenta.

9.- INVESTIGACIONES SOBRE RESISTENCIA AL FUEGO DEL CONCRETO

Investigaciones efectuadas por la Portland Cement Association sobre el comportamiento de losas de concreto sometidas a la acción del fuego, han permitido determinar que la excesiva humedad del concreto, bajo condiciones de incendio, es la causa principal del astillamiento de las losas, así como que cuando el contenido de humedad del concreto está en equilibrio con el aire, no ocurre astillamiento.

Las conclusiones que se presentan a continuación son las más importantes de las investigaciones:

1.- Para los tipos usuales de losas de concreto armado, la resistencia al fuego está determinada por la transmición del calor a través de las juntas. En un piso sin acabado superficial ello depende principalmente del espesor del concreto y el tipo de agregado empleado.

2.- No hay diferencias significativas en los resultados obtenidos con diferentes agregados naturales, pero los agregados livianos dan resultados apreciablemente mejores en lo que a la transmición

del calor se refiere.

3.- El astillamiento puede ser causado por excesiva humedad en el concreto. El contenido de humedad crítico, a partir del cual el astillamiento ocurre, está sobre los valores que normalmente se presentan en edificios ocupados. Un método satisfactorio no destructivo de indicar la condición de humedad es la medida de la humedad relativa dentro del concreto.

4.- La resistencia a la acción del fuego de losas de concreto armado de tipo convencional preparadas con agregados comunes, puede ser alcanzada con las siguientes coberturas:

RESISTENCIA AL FUEGO (HORAS)	ESPESOR (mm)
1	75
2	112
3	137
4	162

10.- CONCRETOS REFORZADOS CON FIBRAS

Bayasi y Al Dhaheri han estudiado los efectos de la exposición a altas temperaturas sobre los concretos los cuales han sido reforzados con fibra de polipropileno. La literatura revisada por los autores de la investigación muestra que la mencionada fibra, cuando es uniformemente distribuída dentro del concreto, juega un rol activo en la resistencia al astillamiento de concretos que se encuentran sometidos a altas temperaturas.

Los concretos a los que se ha incluído fibra de polipropileno (PFRC) se emplean para losas, pavimentos, y elementos prefabricados de concreto. Generalmente se utilizan como refuerzo de contracción y temperatura. Las propiedades de la fibra incluyen una densidad de 0.90 gr/cm3; una resistencia a la tensión de 550 á 690 MPa; un modulo de elasticidad de 3,400 GPa; y un

rendimiento de elongación del 15%.

El polipropileno fibrilado es una forma de fibra con plástica común. Cada fibra fibrilada consiste de torones de fibras conectados con fibritas. Durante el mezclado la fricción causa fractura de las fibritas dando por resultado fibras individuales. La configuración de fibras resultante desarrolla alta adherencia al concreto. Las fibras de polipropileno reducen la contracción plástica del concreto.

La reducción del agua de exudación hacia la superficie del concreto fresco es debida a que la fibras bloquean los capilares empleados por el agua para exudar. Adicionalmente, las fibras reducen la consolidación del concreto dando por agua una mayor retención de ésta en el concreto fresco.

Igualmente, las fibras de polipropileno incrementan la resistencia a la tensión y la capacidad de deformación por tensión, dando por resultado una mejora en la resistencia al agrietamiento por contracción plástica, estimándose la reducción en un 90% y produciéndose una demora en el tiempo de iniciación del agrietamiento. En forma similar las fibras de polipropileno reducen la contracción por secado al reducir el agua de evaporación y mejorar la resistencia a la tensión en el nivel microscópico. Se ha reportado que la reducción por secado del concreto disminuye del 3% al 15% debido al empleo de la fibra, dependiendo del volumen de fibra y el procedimiento de ensayo.

Dentro de los parámetros y las características que se han mencionado el programa de investigación efectuado incluyó volúmenes de fibra de 0.1% á 0.3% en especímenes de 100 x 100 x 350 mm sujetos a temperaturas que variaban de 100°C a 200°C para duraciones de 1, 7, y 30 días. Los resultados demostraron que la resistencia última en flexión disminuye con incrementos en la duración de la temperatura de exposición; y que las temperaturas por debajo de 100°C no tienen ningún efecto significativo sobre el comportamiento a la flexión de este tipo de concreto.

Schaperklaus ha reportado que los polipropilenos tienen un punto de fusión en el rango de 160°C, por lo que tienen una buena resistencia hasta temperaturas de 150°C, aunque se considera que es relativamente estable para

temperaturas del orden de 140°C. Igualmente reporta que el polipropileno permanece estable, sin distorsiones térmicas, en temperaturas entre 60°C y 1OO°C cuando él está sujeto a esfuerzos de 1.81 y 0.44 MPa respectivamente.

El comportamiento del concreto bajo exposición a altas temperaturas o incendio esta determinado por la metriz de cemento, agregado, contenido de humedad, estructura de poros, y cargas aplicadas, en adición al incremento de temperatura y la máxima temperatura alcanzada. Shuttleworth ha efectuado importantes estudios para determinar el efecto de las fibras sobre la resistencia del concreto a las variaciones de temperatura. Las mezclas de concretos simples expuestas al calor muestran evidencias de astillamiento superficial y agrietamiento. Las manifestaciones de tales efectos fueron incrementadas por la baja permeabilidad y la alta fragilidad de las mezclas de baja relación agua/cementante y alta resistencia empleadas.

Los efectos del calor y la temperatura sobre el concreto son atribuídos a la presión interna debida a la evaporación del agua. Ello es debido a que el vapor de agua no es drenado a través de los poros del concreto a una velocidad que permita que la presión interna por debajo del punto de daño potencial de la microestructura se reduzca. Se ha reportado que las fibras de polipropileno, empleadas en un volumen del orden del 0.2%, reducen significativamente el astillamiento y agrietamiento en los concretos de alta resistencia estudiados por Shuttleworth. Este efecto fue alcanzado por ablandamiento de las fibras que, debido a ello, crearon rutas adicionales de escape para la presión de vapor.

Hoff ha estudiado el efecto de las fibras de polipropileno sobre la resistencia del concreto expuesto a altas temperaturas, encontrándose que reducen en forma importante el astillamiento del concreto causado por la alta presión interna debida a las altas temperaturas. Hoff manifiesta que las dos principales causas del astillamiento del concreto sometido a altas temperaturas; la presión de vapor formada al interior de la pasta de cemento hidratada y la expansión térmica del agregado son controladas.

Según Hoff, la adición de fibras de polipropileno ayuda a la reducción de la presión de vapor al proporcionar espacios porosos adicionales para la

acumulación del vapor. No se ha apreciado efectos significativos de la fibra en relación con el calor en los agregados y su relación con la expansión térmica. Para obtener resultados similares a los de los concretos normales, en los concretos preparados con agregados livianos se requiere un volumen de fibra del orden del 1.67%. Se puede obtener ventajas de la aplicación de las fibras bajo las condiciones mencionadas en los casos de seguridad contra incendios y material refractario.

May y Kakemi han estudiado los efectos del curado en autoclave sobre el PFRC concluyendo que éste no será compatible con determinadas técnicas de curado en autoclave. Se ha encontrado por May que el autoclave a 0.4 MPa y 140C por 24 horas, seguido por un secdo al horno a 116°C por 24 horas, causa una importante pérdida de ductilidad en muestras de concreto en las que se ha empleado fibras de polipropileno. Kakemi explica que el daño parcial producido en las fibras no deberá excluir el empleo de curado en el autoclave siempre que el concreto no esté expuesto a más de 170°C por un máximo de 9 horas.

Krenchel y Hansen han efectuado experimentos relacionados con la durabilidad de PFRC empleando técnicas de succión de secado del agua y empleando 10% de fibra en volumen. Los especímenes de muestra fueron calentados a la temperatura deseada que fue mantenida constante por 16 horas antes de la aplicación de la carga

Los estudios y trabajo de investigación de laboratorio de Bayasi y Al Dhaheri, han permitido llegar a las siguientes conclusiones:

a) La exposición a temperaturas elevadas da lugar a disminución de la resistencia en flexión de los concretos a los cuales se les ha incorporado fibra de polipropileno. Esta disminución será más pronunciada conforme la temperatura se incrementa y la duración de la exposición al fuego aumenta. La reducción es más pronunciada en mezclas con un mayor volumen de fibra.

b) Una exposición prolongada a temperaturas de 125C da lugar a similar tendencia a la reducción de la resistencia última de concretos simples y a concretos con fibra de polipropileno con

0.2% de volumen.

c) La exposición a temperaturas elevadas causa disminuciones posteriores en la resistencia a la flexión de los concretos con fibra de polipropileno. Esta disminución será más pronunciada si la temperatura se incrementa y la duración de la exposición al fuego igualmente se incrementa.

d) Basándose en los resultados de estas investigaciones y en los de los estudios de Krenchel, la disminución de la resistencia dependiente de la fibra es relativamente más lenta para temperaturas menores a 125°C a 150°C y se acelera para altas temperaturas.

e) La disminución de la resistencia a la flexión debida a la exposición a 125°C es lenta para un período de un día y continúa en aproximadamente una magnitud constante hasta una degradación casi total después de aproximadamente 30 días.

f) Para períodos de exposición relativamente cortos, se puede considerar 100°C como una temperatura segura; y

g) La resistencia a la flexión de concretos preparados con fibra de polipropileno se incrementa con aumentos en la fracción volumen de la fibra.

A estas conclusiones habría que adicionar las de Noumove, cuyas investigaciones han permitido establecer lo siguiente:

En relación con la resistencia en compresión inicial se ha encontrado que el comportamiento de los concretos con polipropileno fue muy parecido al de los concretos de alta resistencia de referencia. La adición de 2 kg de fibra a un metro cúbico de concreto no da lugar a variaciones significativas de la resistencia en compresión y el módulo de elasticidad.

La resistencia en compresión y el módulo de elasticidad de los concretos preparados con un agregado liviano fueron menores que los de

los concretos de alta resistencia preparados con agregado normal. Se ha encontrado que el reemplazo del agregado normal por agregado liviano puede dar lugar a disminuciones hasta del 36%.

Se ha encontrado que después de estar sometidos a una temperatura del orden de los 200°C, la resistencia en compresión puede disminuir en el orden de 18% á 38% en comparación con la de los concretos no sometidos al fuego, aunque los agregados livianos mejoren la resistencia al calor del concreto. La adición de polipropileno modifica el comportamiento térmico de los concretos de alta resistencia pero no el comportamiento mecánico residual. La presencia de fibras de polipropileno no mejora ni la resistencia inicial ni la residual.

Después de un calentamiento inicial a temperaturas de 200°C y posterior enfriamiento, el módulo de elasticidad disminuye de 22% á 33% en comparación con el de los concretos no calentados. La presencia de fibras de polipropileno no modifica el módulo de elasticidad inicial ni el módulo de elasticidad residual. Si se reemplaza el agregado normal por agregado liviano, el módulo de elasticidad inicial disminuye pero la resistencia al calor mejora.

La resistencia al calor de los especímenes sometidos a deslizamiento por tensión mejora cuando se utiliza agregados livianos, posiblemente como resultado de una majora en la zona de transición entre la pasta y la mayor cantidad de poros de los agregados livianos, lo cual tiende a reducir el microagrietamiento en la interface pasta/agregado. La presencia de fibra no mejora la resistencia al deslizamiento residual

11.- RESISTENCIA POR ADHERENCIA

En relación con investigaciones sobre la resistencia por adherencia mortero-agregado grueso, cuando el concreto está sometido a la acción del fuego, se ha podido establecer que dentro del grupo de agregados gruesos que cumplen con los requisitos de la Norma ASTM C 33, o de la Norma NTP 400.037, el tipo de agregado grueso empleado no tiene efecto sobre la resistencia por adherencia del concreto cuando éste está sometido a la acción del fuego.

12.- ESTUDIOS EFECTUADOS

Zoldners ha investigado el comportamiento de los concretos preparados con cuatro diferentes agregados, que han graduados a 3/4", y con un contenido de cemento portland Tipo 1 de 280 kg/m3, los cuales fueron curados en húmedo por 7 días y luego almacenados en seco por un año antes de calentarlos. En el calentamiento, los especímenes fueron sometidos a una temperatura en el horno, siguiendo una curva temperatura-tiempo similar a la especificada en la Norma ASTM E 119, y cuando la temperatura requerida fue alcanzada, fueron mantenidos a la temperatura del horno por una hora. De los especímenes calentados algunos fueron enfriados en agua, y otros lo fueron muy lentamente hasta la temperatura ambiente antes del ensayo. Los resultados obtenidos indican lo siguiente:

(a) El efecto del tipo de agregado es importante sobre la resistencia residual tanto en compresión como en flexión, manteniendo la caliza un mejor nivel de resistencias relativas a temperatura menores a 500ºC.

(b) Para los concretos preparados con los cuatro tipos de agregados, la pérdida de resistencia en flexión fué considerablemente mayor que la de la resistencia en compresión.

(c) Los especímenes calentados a temperaturas sobre 300ºC muestran un alargamiento en su longitud original. Los concretos preparados con grava, caliza o arenisca como agregado grueso, muestran una considerable expansión permanente, cuya magnitud aumenta con la temperatura de calentamiento.

(d) Los concretos preparados con escoria expandida, calentados hasta 900ºC y entonces enfriados, recuperan su longitud original.

De todos los estudios realizados por Zoldners, además de las ya indicadas las siguientes son las conclusiones principales:

(a) En relación con la pasta se ha concluído que el cambio de

longitud o volumen de la misma, debido a la elevación en la temperatura, es un proceso complejo en el que se combina el efecto de una expansión termal "verdadera" debida a movimiento cinético molecular y una expansión termal "aparente".

(b) La expansión termal "aparente" es causada por cambios de volumen hidrotérmicos asociados con el movimiento de la humedad interna de los poros capilares a los poros gel bajo la acción de fuerzas capilares producidas por los cambios de temperatura, sin cambios en el contenido de agua del elemento sometido a la acción del fuego.

(c) En conclusión, si el valor de la expansión térmica "verdadera" es esencialmente constante, la magnitud de la expansión térmica "aparente" dependerá del contenido de humedad y de la estructura capilar de la pasta, así como de la cantidad y propiedades de expansión del gel cemento.

Malhotra ha investigado la mayoría de los efectos del calentamiento sobre la resistencia en compresión de concretos en los que se ha utilizado agregado graduado hasta 3/8". Ha encontrado que hasta temperaturas de 600ºC la resistencia residual, expresada como porcentaje de la resistencia de la muestra no calentada, es independiente de la relación agua-cemento, pero dependiente de las proporciones de la mezcla; correspondiendo los mayores porcentajes a las relaciones agua-cemento menores.

Los estudios de Seamann y Washa han estado orientados a determinar el efecto del calentamiento sobre la resistencia, módulo de elasticidad y dureza del concreto. Han encontrado que, en general, el valor numérico de estas propiedades decrece inicialmente al incrementarse la temperatura por encima de la ambiente. Al continuar aumentando la temperatura, el valor tiende a incrementarse y, finalmente, a altas elevaciones de temperaturas, vuelve a decrecer. A 230ºC las resistencias son casi iguales a las encontradas a temperatura ambiente, siendo el módulo de elasticidad considerablemente menor.

Los estudios de Mitchell y Meyers han permitido determinar que el

contenido de humedad de la pasta puede dar lugar que el coeficiente de expansión de ésta varíe hasta en un 100%, correspondiendo los valores mínimos a las condiciones de totalmente seco y saturado, y el valor máximo a un contenido de humedad intermedio "crítico", el cual a la edad de seis meses está entre el 65% á 70%, y después de muchos años está en el 45% a 50% de saturación. Las investigaciones efectuadas permiten concluir que la expansión hidrotérmica puede igualar o aún exceder a la expansión térmica "verdadera" ambos investigadores coinciden en que el valor del coeficiente térmico el cual representa la expansión total de la pasta, puede variar de menos a más dependiendo de las diferencias en la fineza del cemento, composición, relación agua-cemento y contenido de humedad.

Lea y Strandling han investigado los cambios en la longitud de las pastas por acción del fuego. Han determinado que a una temperatura de 100ºC la pasta expande; si el agua es eliminada y la temperatura se mantiene el tiempo necesario se produce una contracción por lo menos igual a la obtenida por Mithchell y Meyer. Esta contracción continúa conforme la temperatura se eleva, llegando a un punto en que los diferentes hidratos presentes en la pasta se rompen y eliminan el agua.

Crowley ha sugerido que los movimientos térmicos de la pasta pueden ser considerados como la suma de componentes reversibles e irreversibles, indicando que la deformación residual por contracción detenida después del enfriamiento deberá ser mayor que aquella que pudiera presentarse durante el calentamiento.

Las conclusiones de Crowley son coincidentes con las investigaciones de Harada, quién ha encontrado que con incrementos en la velocidad de calentamiento la expansión inicial de la pasta se incrementa, revertiendo a contracción en algún de las temperaturas más altas. Igualmente Harada ha demostrado que alrededor de los 700ºC la contracción cambia a expansión, así como que la expansión térmica y la contracción de la pasta no es únicamente una función de las diferencias de temperatura sino que depende significativamente de la duración de la exposición de la pasta a la acción del fuego.

Philleo ha estudiado el comportamiento de la expansión térmica,

densidad, y módulo dinámico de elasticidad de concreto sometidos a cambios de temperatura en el rango de de -4C á 480C, considerando que tal información es necesaria para evaluar los esfuerzos debidos a un calentamiento no uniforme resultante del incendio de edificios

Los resultados se explican principalmente sobre la base de la deshidratación de la pasta e indican que la pérdida de peso del concreto, resultante de la pérdida de agua, se completa alrededor de los 220°C. En temperaturas mayores los cambios en el peso son determinados por la naturaleza química de los agregados, jugando un papel importante la decarbonatación de los agregados calcareos. El coeficiente de expansión se incrementa sobre los 220°C desde que por encima de ésta temperatura la expansión no es mayormente inhibida por la contracción por secado de la pasta. Este incremento se aprecia también en concretos preparados con esquistos expandidos como agregado, pero en un grado menor.

A 400°C el módulo de elasticidad se reduce a menos de la mitad de su valor a -4°C, dependiendo el valor exacto de la reducción de la extensión de la hidratación, del tiempo de exposición, de la edad, proporciones de mezcla y condiciones de curado. Para una relación agua-cemento dada, el módulo de elasticidad después de la deshidratación es independiente de la edad o condiciones de curado.

Philleo ha determinado que hay una tendencia general a disminuir la relación de Poisson conforme la temperatura se eleva, aunque los resultados de sus experiencias fueron erraticos y por ello no concluyentes: Es sabido que el cálculo de la relación de Poisson es muy sensible a errores debidos a la determinación de la frecuencia de resonancia. Un error del 1% en la frecuencia puede producir una desviación del 20% en el cálculo de la relación de Poisson. Ello obliga a no tener en consideración sus cálculos en este estudio.

El estudio de los resultados de Philleo ha llevado a la conclusión que ellos son aplicables a concretos que son mantenidos por largo tiempo en altas temperaturas y para concretos expuestos al fuego, caso de incendios, pero no necesariamente a concretos sujetos a ciclos alternos de temperatura.

Las propiedades térmicas del concreto y sus ingredientes tienen una

interrelación con la durabilidad del concreto, especialmente en el caso de elevaciones bruscas de temperatura. Se ha sugerido que las diferencias en los coeficientes de expansión de los ingredientes generan esfuerzos los cuales contribuyen a la desintegración. Sin embargo, los efectos de las propiedades térmicas son difíciles de evaluar debido a la influencia de otros factores.

Los investigadores Walker, Bloem y Mullen han efectuado estudios sobre los cambio de longitud, peso, módulo dinámico y resistencia a la flexión en especímenes sometidos a la acción del fuego, que contenían diferentes agregados fino y grueso, los cuales tenían coeficientes de expansión térmica que variaban de relativamente bajos a relativamente altos y en los que se producían cambios de temperatura lentos y rápidos.

Los principales resultados de las investigaciones han sido:

a) **El coeficiente de expansión térmica de morteros y concretos que contenían diferentes agregados varía aproximadamente en proporción al coeficiente térmico y a la cantidad de agregado en la mezcla;**

b) **Una aproximación del coeficiente térmico de expansión del agregado puede ser hecha por la determinación del coeficiente térmico de concretos de proporciones variables;**

c) **Los cambios en la temperatura fueron destructivos para el concreto, con los cambios violentos siendo mucho más severos que los cambios lentos; lo cual sugiere que los cambios diferenciales de volumen entre los ingredientes no son la causa principal de la desintegración;**

d) **Los concretos que tienen un alto coeficiente de expansión son menos resistentes a los cambios de temperatura que los concretos con bajo coeficiente;**

e) **La resistencia del concreto a los cambios de temperatura parece estar más relacionada al coeficiente térmico del concreto en si mismo que al de sus ingredientes. La tendencia es que los**

concretos de alto coeficiente térmico fallen más rápidamente que aquellos de bajo coeficiente. La interrelación no está todavía lo suficientemente definida como para ser empleada como una indicación cuantitativa de resistencia potencial a los cambios de temperatura.

f) **Se ha encontrado que los cambios en la longitud o volumen en el concreto, debidos a la temperatura, están íntimamente relacionados a las características de cambio de volumen de los ingredientes. Parece razonable pensar que el coeficiente térmico de los cambios de longitud de morteros y concretos deberá aproximarse al promedio de los coeficientes térmicos de los ingredientes pesados de acuerdo con sus volúmenes absolutos.**

g) **El deterioro del concreto durante los cambios de temperatura parece ser el resultado de deformaciones debidas a diferencias en la temperatura dentro de la masa más que a diferencias en los coeficientes térmicos. Los resultados de la velocidad de desintegración parecerían sugerir que el coeficiente de expansión del concreto podría no ser una consideración importante en la evaluación de la durabilidad potencial.**

h) **El agregado grueso tiene coeficiente térmico diferente del mortero dentro del cual está mezclado, lo que causa cambios en el coeficiente térmico del concreto en proporción al volumen de agregado grueso empleado. En forma similar, el agregado fino afecta el coeficiente térmico del mortero aproximadamente en proporción a su volumen en la mezcla.**

i) **Los coeficientes térmicos de morteros y concretos son afectados en forma importante por la condición de saturación.**

Considerando la importancia de la seguridad de los edificios y construcciones, Nourmove ha estudiado el comportamiento de los concretos de alta resistencia cuando están sometidas a temperaturas del orden de los 200°C. Las investigaciones se orientaron a tres concretos de alta resistencia (uno de ellos con y otro sin fibras de polipropileno, y el tercero con agregado

liviano). Los tres grupos de especímenes fueron sujetos a idénticas condiciones de ensayo. Después de ciclos de calentamiento y enfriamiento se analizó la gradiente térmica y la estabilidad térmica del concreto durante el calentamiento, la resistencia en compresión, el módulo de elasticidad y la resistencia a la tensión por deslizamiento. Se obtuvieron resultados relacionados con la estabilidad térmica en altas temperaturas y las propiedades mecánicas residuales de los concretos ensayados.

Los resultados están referidos a temperaturas de exposición de 200°C de dos concretos de alta resistencia y un concreto con un agregado liviano sometidos a idénticas condiciones de ensayo. Los tres concretos tenían la misma relación agua/cementante de 0.30. Los principales resultados fueron:

a) Los diferenciales de temperatura a través del espesor de los especímenes fueron menores por la adición de fibras de polipropileno al concreto (2 kg/m3). Ello significa un menor riesgo de astillamiento del concreto. Igualmente las fibras de polipropileno mejoran el comportamiento térmico de los concretos ensayados.

b) La densidad del agregado grueso tiene una gran influencia sobre las propiedades de resistencia a la acción de la temperatura. El diferencial de temperatura a través del espesor de los especímenes de concreto depende del tipo de los agregados y los resultados indican que ellos deberán ser del orden de 92°C (más de 11°C/cm de concreto). La gradiente térmica fue mayor en concretos con agregado liviano que en los concretos de alta resistencia preparados con agregado de peso normal.

c) Las fibras de polipropileno no modifican las propiedades mecánicas residuales de los concretos de alta resistencia ensayados. Ni los comportamientos en compresión ni en tensión fueron significativamente modificados por la adición de fibras de polipropileno; y

d) La sustitución del agregado normal por agregado liviano, en concretos de alta resistencia sometidos a altas temperaturas,

puede resultar interesante por su reducción de la densidad, pero la resistencia a la compresión se reduce. Los resultados indican que los concretos con agregado liviano controlan los efectos de las temperaturas elevadas mejor que los agregados de peso normal. La resistencia a la tensión por deslizamiento parece mejorar cuando se emplea agregado liviano.

e) Es necesario mayores estudios sobre la resistencia a la temperatura para los concretos ensayados. Se requiere estudios experimentales en el orden de 600°C á 700°C. La estabilidad térmica y las propiedades mecánicas residuales deben ser analizadas en referencia a reacciones físicas y químicas a temperaturas mayores de 200°C.

Abrams ha estudiado el efecto que tiene sobre la resistencia en compresión del concreto él someterlo a temperaturas del orden de 800ºC. Las variables estudiadas incluyeron composición mineralógica del agregado, procedimiento de ensayo, y resistencia original del concreto. Los resultados obtenidos han permitido llegar a las siguientes conclusiones:

(a) Las muestras preparadas con agregado carbonatado retienen más del 75% de su resistencia original a temperaturas del orden de los 650ºC. La temperatura equivalente para concretos preparados con agregados ricos en sílice es de 450ºC.

(b) La resistencia de muestras sometidas a esfuerzos de compresión durante el calentamiento fueron generalmente 5% a 25% más altas que las muestras similares las cuales no fueron sometidas a esfuerzos durante el calentamiento.

(c) La resistencia original del concreto tiene pequeño efecto sobre el porcentaje de resistencia retenido a la temperatura de ensayo.

(d) A temperaturas sobre los 450ºC, los concretos preparados con agregados ricos en sílice tienen una resistencia menor que cualquier otro concreto.

Los estudios de Barragan se han refirido a muestras cilíndricas

estándar, midiéndose las deformaciones axial y transversal con incrementos de la carga. Se determinó la relación de Poisson, resistencia en compresión, módulo de elasticidad, esfuerzo de iniciación y esfuerzo crítico a partir de curvas esfuerzo-deformación. Se consideró que el esfuerzo inicial correspondía al punto en el cual la relación de Poisson se comenzaba a incrementar (relacionándola con la propagación de la microfisuración interna) y el esfuerzo crítico corresponde al punto en el cual el volumen aparente no logra decrecer sino se incrementa (debido a la formación de grietas pronunciadas e inestable). Se tuvo en consideración los valores relativos de los especímenes expuestos al calor a 500ºC y 700ªC, expresados como porcentaje de los correspondientes valores de los especímenes de control.

Como era de esperarse, la reducción de la resistencia se incrementa con incrementos de la temperatura. El grupo de especímenes expuestos a 500ºC se comporta en forma diferente dependiendo del proceso de enfriamiento. En el caso de enfriamiento lento, aunque hay pérdida de resistencia ella nunca excede del 20%. Cuando el concreto es enfriado rápidamente (considerando el daño por el shock térmico), la pérdida de resistencia puede alcanzar al 40%.

En el grupo de especímenes expuestos a 700ºC, la degradación del concreto es muy importante. Un gran número de fisuras aparecen en la superficie, y la resistencia residual del concreto fue menor del 45%. En el caso de los concretos preparados con grava, después que la exposición del especimen fué practicamente terminada, la resistencia residual fue sólo del 10% de la de los especímenes de control, y ello hizo muy difícil medir las deformaciones.

Se han efectuado ensayos para determinar la relación de Poisson y el módulo de elasticidad como medidas de la deformabilidad del concreto sometido a acción del fuego. Los valores obtenidos deben ser considerados solamente como un indicador general del comportamiento dado que es muy difícil definir un módulo para concretos severamente dañados. Lo que si ha podido determinarse es que conforme la temperatura se incrementa, la deformabilidad del concreto también, la rigidez disminuye y el comportamiento deja de ser lineal, aún en muy bajos niveles de esfuerzo.

13.- EFECTO SOBRE EL CONTENIDO DE HUMEDAD Y PROPIEDADES ESTRUCTURALES

Lankard, Birkimer, Fondriest y Smyder han estudiado el efecto de temperaturas elevadas actuando sobre el concreto y la influencia de la humedad sobre los cambios en las resistencias mecánicas y módulo de elasticidad que contenían como agregado grueso grava o caliza y fueron calentados a temperaturas sobre 250ºC.

Como resultado de estos estudios se ha podido establecer las siguientes conclusiones:

(a) **La influencia de la exposición al calor sobre las propiedades estructurales del concreto depende en forma significativa del contenido de humedad del concreto en las etapas de calentamiento y ensayo.**

(b) **El principal factor que influye en los cambios en las propiedades estructurales del concreto, que es calentado a presión atmosférica, es la pérdida de agua libre.**

(c) **En general, la exposición de un concreto a temperatura por encima de la ambiente, da por resultado una continua disminución en las resistencias en compresión y flexión y en el módulo de elasticidad de Young, siendo la severidad del daño influenciada por parámetros diversos.**

(d) **Para aquellas situaciones en las que el agua libre puede evaporarse tan pronto como el calentamiento comienza, podría esperarse que muy pequeño o ningún cambio tuviera lugar en la resistencia a la compresión y que una ligera disminución, del orden del 10% al 20% ocurriera en las resistencias en flexión y modulo de elasticidad a temperaturas sobre los 250ºC siempre que no se presenten condiciones para un shock térmico.**

(e) **Para consideraciones prácticas en las que el agua libre es retenida en el concreto durante el calentamiento, puede**

esperarse deterioro en el comportamiento estructural del concreto, con incrementos en el grado de severidad para calentamientos por encima de los 250ºC.

Sullivan y Poucher han estudiado la influencia de la temperatura sobre las propiedades físicas del concreto, habiendo llegado a las siguientes conclusiones:

(a) **El concreto presenta un deterioro en la resistencia a la flexión con incrementos en la temperatura. Hasta los 200ºC la caída en la resistencia es gradual y pequeña. Más allá de los 300ºC la caída es proporcional, y sobre los 400ºC la resistencia residual varía del 25% al 0% de la original.**

(b) **El valor del módulo de elasticidad disminuye conforme la temperatura se incrementa. La relación del módulo durante el calentamiento al módulo antes de éste disminuye rápidamente conforme se incrementa la temperatura hasta los 100ºC, es sensiblemente constante entre 100ºC y 300ºC, y por encima de éste último valor vuelve nuevamente a disminuir. Para temperaturas de 700ºC el módulo de elasticidad es afectado fuertemente por el agrietamiento debido a la exposición del concreto a altas temperaturas, siendo el valor residual menor del 60% para exposiciones a 500ºC y del 11% para exposiciones a 700ºC**

(c) **Para la relación de Poisson los valores tambièn disminuyen significativamente con la temperatura, haciendo evidente la drastica degradación en la estructura de concreto.**

(c) **El escurrimiento plástico para morteros es mayor que para concretos a temperaturas por debajo de los 200ºC. Sobre éstos, el escurrimiento plástico del concreto es más alto que el del mortero. Ello puede ser debido al desarrollo de un gran número de microgrietas entre el agregado y la matriz de mortero.**

(d) **A 300ºC el escurrimiento del mortero fué el doble que a 125ºC,**

mientras que a 300ºC fué de casi tres veces el valor correspondiente a 125ºC.

(e) A 400ºC, la velocidad y magnitud del escurrimiento de los especímenes del concreto probablemente alcance el estado plástico, produciéndose un escurrimiento muy rápido con muy poca carga.

14.- CONCRETO RESISTENTE AL CALOR

En el concreto de los conductos de escape de las células de ensayo para propulsión a chorro se desarrollan temperaturas de 650°C. Si este concreto se hiciese con cemento portland usual Tipo 1 y agregados naturales, se desintegraría rápidamente. Se han desarrollado técnicas para obtener un concreto superior, que retenga su integridad estructural bajo el ataque cíclico de un calor intenso y chorros de aire de alta velocidad.

Se ha encontrado que el cemento capaz de producir un concreto resistente al calor debe tener un alto contenido de alúmina, en forma de Al_2O_3, con un valor mínimo del 30% y, de preferencia, de cerca del 40%; un alto contenido de hierro en forma de Fe_2O_3 y FeO; y un contenido muy bajo de cal, no más del 38%, sin ninguna cal libre específicamente. Debe ser de granulometría más gruesa que el cemento portland normal, teniendo un área superficial de aproximadamente 1,500 cm^2/gr.

Los concretos preparados con cemento de alúmina, o cemento aluminoso, tienen mejores propiedades de resistencia al calor que los concretos de cemento portland, pues éstos se pulverizan y desintegran a temperaturas por debajo de 205°C, mientras que los primeros resisten temperaturas por encima de los 1100°C.

El inconveniente es que los cementos aluminosos tienen una relación muy alta de hidratación. Tienen un fraguado final rápido, pero el tiempo necesario para el fraguado inicial no es menor que el del cemento portland normal. El concreto preparado con el cemento aluminoso es bastante difícil de trabajar y necesita, durante el período de hidratación, más agua que el cemento portland. El cemento aluminoso corriente forma mezclas gruesas y

tiene una fuerte tendencia a exudar.

Se puede emplear cemento norteamericano, dado que en el Perú no se produce este tipo de cemento, el cual contiene un agente integral para retardar la razón de calor de hidratación y producir mezclas más plásticas, lo que permite que sea más fácil de elaborar en grandes cantidades, simplificando el control del concreto y la producción de estructuras de calidad predeterminada.

Se recomienda el empleo de agregado artificial. Los agregados naturales, aún las rocas igneas densas, se fracturan bajo el efecto del calor, especialmente en el caso de los cambios súbitos que se experimentan en los conductos de escape, que a veces varían de la temperatura ambiente a 650°C en unos 8 segundos.

Un agregado artificial recomendado es el Haydite, un material poroso pero resistente fabricado de una pizarra de mediana resistencia en hornos a 1260°C.

Los especialistas recomiendan un concreto resistente al calor con las siguientes proporciones en volumen, en seco, una parte de cemento de alúmina; 2.4 partes de Haydite fino y 3.0 partes de Haydite grueso (19 mm), con un porcentaje de absorción no mayor del 9% en peso, en una mezcla equivalente a unos 8.2 sacos/m3.

Este concreto pesa entre 1760 y 1920 kg/m3. A las 24 horas, cuando está apropiadamente curado, desarrolla una resistencia de 210 á 385 kg/cm2. Además tiene un índice bajo de transmición de calor y sonido. Las variaciones cíclicas de temperatura pueden bajar la resistencia en compresión hasta 175 kg/cm2. Después de un año, las muestras dan resistencias en compresión de 280 kg/cm2. La disminución de la resistencia es atribuída a las temperaturas altas del aire y a las elevadas temperaturas internas del concreto al fraguar.

Los encofrados deben ser retirados tan pronto como sea posible, en general 4 á 8 horas después de fraguar el concreto. Los encofrados deben mantenerse tan fríos como sea posible, recomendándose el rociado con agua antes, durante y después del fraguado del concreto. Gracias al desencofrado

rápido se puede reanudar la operación de enfriamiento y empezar el curado húmedo.

En condiciones de clima frío, con aire a 8°C y mezclas a 1.7°C, se obtienen los concretos más resistentes. Estas temperaturas permitieron reducir el calor de hidratación por debajo de 37,8° C sin pérdida de resistencia final del concreto. Como conclusión final derivada de las variaciones de temperatura y su influencia sobre la resistencia, se recomienda:

a) Se deben enfriar los agregados rociando sobre ellos agua. La evaporación mantiene la temperatura baja. También debe mantenerse los agregados a la sombra.

b) El cemento aluminoso debe mantenerse protegido del sol.

c) No se debe mezclar el concreto en los momentos de mayor cantidad de sol.

d) La mezcladora debe pre-enfriarse.

e) El concreto debe colocarse durante las estaciones del año en que la temperatura sea más baja.

f) Debe emplearse agua fría para el mezclado, pudiendo añadirse hielo.

g) Durante el curado del concreto se aplicará agua fría, distribuyéndola uniformemente sobre las superficies que están endureciendo.

h) Los encofrados y el equipo de construcción deben enfriarse.

Las juntas de traslape se forman de mortero de Haydite y cemento de alúmina para darle una constitución monolítica, o juntas planas que se llenan con asbesto y fibravidrio para que actúen como juntas de expansión y como empaquetaduras. Estas últimas juntan deberán cubrirse con una tira de metal

laminado unida al concreto por medio de pernos.

15.- CONCRETOS DE ALTA RESISTENCIA

Wu, Xiao-pimgSu, Hui Li y Jie Yuan han estudiado las modificaciones que pueden experimentar los concretos de alta resistencia, con valores mayores de 60 MPa, en la construción de edificios cuando estas estructuras pueden estar sometidas a altas temperaturas durante un incendio. Para ser capaces de garantizar la seguridad estructural de un edificio después del incendio es importante que las propiedades mecánicas del concreto sean adecuadamente comprendidas en relación a los efectos de las altas temperaturas.

En este contexto, los investigadores mencionados han efectuado estudios de las propiedades mecánicas residuales de concretos de alta resistencia confinados y no confinados, del orden de f´c = 70 MPa despues de ciclos térmicos de 100°C a 900°C. Como consecuencia se ha desarrollado un modelo analítico de relaciones esfuerzo-deformación para concretos de alta resistencia con carga uniaxial y se ha demostrado que él es aplicable a concretos confinados y no confinados después de un ciclo de alta temperatura.

Igualmente se han estudiados los esfuerzos máximos, el módulo de elasticidad y la deformación que corresponde al esfuerzo máximo. Se han desarrollado expresiones empíricas para esos parámetros a fin de tomar en consideración la temperatura y el nivel de confinamiento. Se ha considerado que el conocimiento de las propiedades mecánicas residuales del concreto es necesario a fin de conocer el daño real en la estructura producido por la acción térmica, a fin de tener una idea cabal de las cargas soportables después de un incendio severo.

Los concretos estudiados tenían una relación agua/cementante de 0.27; con un contenido de cemento de 500 kg/m3 y un contenido de microsílice del 12%; una relación fino-grueso de 30% á 70%; un asentamiento de 6" á 7"; y un superplastificante de 1.8%; para una resistencia de 70 MPa. a los 28 días. El

agregado fino fue arena de río con un módulo de fineza de 2.84, y el agregado grueso fue una arena silicosa. La microsílice tenía un contenido de oxido de sílice del 95% y una densidad de 2.2 gr/cm3. El tamaño máximo del agregado grueso, una grava silicea, fue de 20 mm.

Los ensayos se efectuaron en especímenes prismáticos de 100 x 100 mm de lado y 315 mm de altura, Estos especímenes fueron curados en agua una semana y tres al aire a la temperatura ambiente, y secados 2 meses antes de los ensayos.

Basados en los resultados obtenidos en su estudio, los investigadores mencionados han determinado como válidas las conclusiones siguientes:

a) El acero de corte, en forma de estribos, es fundamental para que los concretos de alta resistencia sometidos a altas temperaturas no tengan un astillamiento explosivo.

b) Los esfuerzos residuales máximos tanto de los concretos confinados como de los sin confinar parecen seguir una tendencia común. El esfuerzo máximo no varía significativamente dentro del rango de temperaturas de 100°C á 300°C, pero en el rango de temperaturas de 300°C á 900°C el esfuerzo máximo se incrementa en forma significativa. Igualmente cuanto mayor es la relación del confinamiento, mayor será la deformación máxima.

c) Las deformaciones máximas, tanto de los concretos de alta resistencia confinados como de los sin confinar, también parecen seguir una tendencia común. La deformación máxima no varía en forma importante en el rango de 100°C a 300°C, pero en el rango de 300°C á 900°C la deformación máxima se incrementa significativamente. Nuevamente, cuanto mayor es el confinamiento lateral mayor es la deformación máxima.

d) El módulo de elasticidad, tanto de los concretos de alta resistencia confinados como sin confinar, es afectado en forma similar por el ciclo térmico. El módulo de elasticidad cae rápidamente dentro del rango de temperaturas de 200°C á 600°C,

y más gradualmente dentro de los rangos de temperatura de 100°C á 200°C, y de 600°C á 900°C, pero incrementa la relación del confinamiento lateral. Tanto para el concreto de alta resistencia confinado como para él que no, el efecto dañino del ciclo térmico sobre el módulo de elasticidad es más pronunciado que para los esfuerzos máximos residuales.

e) En el rango de temperaturas de 300°C á 900°C, el incremento en el ciclo térmico de la temperatura nominal da lugar a que la curva esfuerzo-deformación sea más chata.

f) Es posible formular, de una forma simple pero eficiente la interrelación entre el esfuerzo residual máximo, la correspondiente deformación y el módulo elástico, y la temperatura tanto para los concretos confinados como los no confinados.

16.- CONCRETOS REFRACTARIOS

Existen concretos refractarios, pero las acciones que mantienen la unión de estos concretos no son las que se refieren a las reacciones de hidratación a las cuales se debe su carácter hidráulico, sino que las temperaturas altas producen otras a las cuales se podría llamar "de carácter cerámico" para distinguirlas de las de hidratación y son de índole semejante a las que ocurren en los procesos de obtención de los materiales cerámicos.

En la fabricación de concretos refractarios es recomendable el empleo de cementos calcio-aluminosos (también conocidos como de "gran contenido de alúmina" o cementos "aluminosos") conjuntamente con los agregados adecuados. A temperaturas de 800ºC o mayores, se forma una cerámica adhesiva, la cual contribuye a mantener un nivel de resistencia adecuado después del enfriamiento. Estos concretos no se fisuran o expanden al enfriarse en aire húmedo y retienen un nivel de resistencia satisfactorio.

17.- LOS ESTUDIOS DE BARRAGAN

Recientemente los investigadores Barragan, Di Maio, Giaccio, Traversa,

y Zerbino han efectuado un estudio integral sobre los efectos de las altas temperaturas sobre las propiedades del concreto. Como resultado de los mismos se ha podido determinar que el agrietamiento debido a las altas temperaturas da lugar a grandes cambios en el perfil de las curvas que relacionan los esfuerzos con las deformaciones axial, lateral y volumétrica.

Igualmente se ha podido determinar que la alteración del concreto de la estructura debido a la exposición a altas temperaturas, la cual afecta el mecanismo de falla, se refleja igualmente en el valor del esfuerzo de iniciación y del esfuerzo crítico obtenidos de las curvas esfuerzo-deformación lateral y volumétrica, respectivamente. Los esfuerzos iniciales que corresponden al punto en el que la interrelación entre las deformaciones axial y transversal empiezan se incrementan significativamente. Los esfuerzos críticos corresponden al mínimo de la curva de deformación volumétrica.

Los esfuerzos de iniciación y crítico disminuyen conforme la temperatura se incrementa, y la disminución en los esfuerzos críticos es más significativa. Ello se debe a que, debido al agrietamiento generado por la exposición a altas temperaturas, la exposición y propagación de las grietas principales comienza muy pronto; el período de propagación de grietas estables en el mortero se reduce, la capacidad de controlar la propagación de grietas también se reduce permitiendo fallas prematuras. En los concretos afectados por altas temperaturas, el período de propagación de grietas inestables no es modificado en forma significativa, pero hay un importante decrecimiento en el período de crecimiento del agrietamiento estable de la matriz conforme la degradación causada por las altas temperaturas es más severa.

La reducción de la resistencia a la tensión debida al agrietamiento por la exposición a altas temperaturas es porcentualmente mayor que la disminución en la resistencia en compresión, no habiendo diferencias debido a la forma de enfriamiento.

En el caso de los concretos preparados con agregado grueso gránitico, la reducción en la resistencia a la tensión por deslizamiento es más alta que la de los concretos preparados con grava de río como agregado grueso.

En relación con los ensayos para determinar la energía requerida para la fractura, la carga máxima disminuye conforme el concreto es expuesto a las altas temperaturas. Aunque los concretos de control tienen un comportamiento casi lineal en la carga máxima, los concretos dañados muestran un comportamiento errático. El microagrietamiento se extiende en la matriz y en la interfase dando una mayor energía consumida durante el proceso de falla.

En la medida que se incrementan el enfriamiento o la máxima temperatura, el comportamiento indicado es más marcado. En todos los concretos expuestos a altas temperaturas, el desplazamiento máximo se incrementa, especialmente en los concretos preparados con agregado grueso proveniente de rocas graníticas.

Aunque la máxima carga siempre disminuye en los concretos dañados, la reducción de la energía de fractura no es muy alta, y en los concretos de alta resistencia sometidos a la acción del fuego, la energía de fractura es aún mayor. La mayor extensión de fisuras prexistentes da lugar a un agrietamiento irregular.

En relación con el coeficiente de penetración del agua utilizada para apagar el incendio, Barragan ha encontrado que la penetración del agua y el coeficiente de permeabilidad se incrementan cuando la temperatura a la cual está expuesto el concreto se incrementa, y que el recubrimiento del concreto es el más afectado. Aún para temperaturas tan bajas como 150ºC, las cuales no afectan significativamente la resistencia del concreto, el coeficiente de permeabilidad se incrementa de una manera importante.

Como conclusiones finales de sus investigaciones, Barragan y su grupo sostienen que, efectuado un análisis profundo de las propiedades mecánicas de los concretos expuestos a altas temperaturas, sus resultados permiten apreciar que la alteración de la estructura de concreto se refleja en la modificación de su comportamiento mecánico. Se ha comparado las curvas esfuerzo-deformación en compresión, la fractura en tensión, y la permeabilidad del recubrimiento y concreto interior, así como la resistencia en compresión y deslizamiento a las que ya se ha hecho referencia.

Es evidente que los defectos generados por las altas temperaturas favorecen la propagación de grietas, reducen y modifican la rigidez, y afectan la energía de fractura del concreto. Al mismo tiempo se ha verificado que las temperaturas por debajo de los 200ºC, las cuales tienen únicamente efectos menores sobre las propiedades mecánicas, pueden afectar en forma importante la permeabilidad del concreto de recubrimiento con sus consiguientes efectos sobre la durabilidad de las estructuras.

18.- CONCLUSIONES

Todos los estudios anteriormente presentados dan una base importante antes de analizar los efectos del incendio sobre la resistencia en compresión del concreto, y además permiten llegar a tres conclusiones importantes:

(a) La expansión térmica total del concreto, la cual determina la magnitud de los esfuerzos térmicos de las cargas aplicadas, es afectada por las expansiones térmicas individuales de los componentes del concreto.

(b) Como el agregado ocupa la mayoría del volumen del concreto, sus propiedades son el factor más importante en la determinación de las características térmicas del concreto.

(c) Un conocimiento exacto de las propiedades térmicas del agregado es esencial para el diseño adecuado de estructuras de concreto que, en algún momento de su vida útil, podrían estar sujetas a esfuerzos térmicos.

CAPITULO 14

ATAQUES POR CORROSION

1.- INTRODUCCION

Los metales reaccionan con los elementos no metálicos que se encuentran en sus proximidades, produciendo compuestos químicos, ya sean óxidos o sales, los cuales son usualmente conocidos como productos de la corrosión. Estas sustancias pueden acelerar, impedir o no ejercer ninguna influencia sobre el curso de la corrosión.

Así por ejemplo, si tales sustancias son muy insolubles y se depositan como película impermeable en contacto íntimo con la superficie metálica, la reacción de corrosión puede retraerse o detenerse; si son solubles o no se precipitan en la superficie, la velocidad de la corrosión permanecerá inalterable y, por último, si tan sólo una parte de la superficie está recubiertas con productos de la corrosión, la acción corrosiva puede acelerarse en las zonas descubiertas, dando lugar a las llamadas picaduras.

El control de la corrosión se basa en la inhibición de las reacciones químicas que conducen a la destrucción del estado metálico. El carácter y extensión de las medidas preventivas adoptadas dependen de la naturaleza del metal y del ambiente al que están expuestas. Hay otros métodos de control de la corrosión que se basan en la interposición de una película protectora entre el metal y el medio en el cual se encuentra.

Los recubrimientos protectores pueden formarse por medios naturales o sintéticos, o por ambos a la vez. Estas películas protectoras, que así se forman, son el resultado de la conversión de la superficie metálica en un compuesto químico que se adhiere a dicha superficie por efecto de fuerzas atómicas.

Estas películas pueden ser continuas, poco solubles, relativamente impermeables y frecuentemente invisibles.

Como se verá en este Capítulo, los recubrimientos protectores, ya sea sintéticos o artificiales son de una gran variedad. Los dos tipos más corrientes son los metálicos, que son de cualquier metal no ferreo (excepto los alcalinos) y alcalinoferreo, y los orgánicos representados por las pinturas, lacas, esmaltes, aceites, las ceras o los betunes. Los recubrimientos de sales inorgánicas, tales como los esmaltes vitreos, el cemento, el concreto, y los productos arcillosos se emplean con mucha frecuencia para fines determinados.

La corrosión de los metales presentes en el concreto ha recibido especial y creciente atención a partir de la década de los 70 debido a su efecto destructivo sobre las estructuras y al alto costo de reparación que esto conlleva. Como se indicará más adelante la corrosión se ha observado

principalmente en estructuras marinas, fábricas de productos químicos, losas de puentes, playas de estacionamiento y otras estructuras.

El fierro, principal constituyente del acero, existe en la naturaleza en estado "oxidado", aunque no invariablemente como óxido, y cuando es convertido en metal tiende a retornar a su estado original si se presentan las condiciones que lo permiten, disminuyendo en este proceso el área de la sección transversal y la resistencia del refuerzo.

Al proceso anterior se suma otro no menos importante, el óxido ocupa más del doble del volumen del fierro original y, en el proceso de su formación, puede ejercer una gran presión que excede a la capacidad de resistencia a la tensión del concreto.

Comunmente el primer signo de corrosión es la aparición de una mancha gris o parda a lo largo de la linea del acero de refuerzo antes que se forme una fisura, aunque algunas veces ésta ocurre primero.

En trabajos de concreto armado, incluyendo el presforzado, el concreto tiene una doble función:

a) Contribuir a tomar los esfuerzos que actuan en el elemento estructural; y

b) Proteger de la corrosión a los elementos métálicos embebidos, ya sean refuerzo, cables, estribos, tuberías de conduccción de líquidos y gases, conductores para cables eléctricos, sujetadores y similares.

La protección que, en forma de un ambiente ideal, proporciona el concreto para proteger de la corrosión a los elementos metálicos embebidos en él se puede atribuir a tres factores, gracias a los cuales la corrosión de los elementos metálicos embebidos en él puede estar practicamente ausente en la mayoría de las obras de concreto. Dichos factores son:

a) Su alta alcalinidad, la cual causa rápidamente la formación de una película adhesiva muy delgada de óxido protector sobre el

elemento metálico, lo vuelve pasivo y lo protege de la corrosión;

b) Su baja permeabilidad, la cual minimiza la penetración de aire, agua, y sustancias que pueden inducir a la corrosión; y

c) Su relativamente alta resistividad eléctrica bajo condiciones de exposición atmosférica, la cual impide el flujo de corrientes eléctricas corrosivas.

El grado de protección contra la corrosión que puede proporcionar el concreto es, en la mayoría de los casos, una función de los siguientes elementos:

a) Su calidad;
b) El espesor del recubrimiento;
c) Los procedimientos empleados en el proceso constructivo.

Sin embargo, la corrosión podría ocurrir si la estructura no ha sido adecuadamente diseñada para alguna de las diversas condiciones de servicio a las cuales va a estar sometida, o éstas no fueron previstas o se modificaron durante la vida del concreto.

Una causa importante del proceso corrosivo es la presencia del ion cloro la cual se considera como la causa principal de la corrosión del acero de refuerzo y, aunque la corrosión podría presentarse en ausencia del ion cloro, éste es común en la naturaleza y pequeños volómenes son generalmente parte involuntaria de los componentes de las mezclas de concreto. El ion cloro puede, adicionalmente, ser intencionalmente añadido como componente del agua de mezclado o de los aditivos acelerantes. El ion cloro disuelto puede, igualmente, introducirse por capilaridad en los concretos endurecidos carentes de protección en estructuras expuestas a ambientes marinos o sales descongelantes.

Adicionalmente, la carbonatación del concreto da, como resultado, una reducción de su alcalinidad, favoreciendo la corrosión del acero embebido. Sin

embargo, la carbonatación es un proceso lento en concretos con baja relación agua-cementante, y aquella que es capaz de inducir corrosión no es tan común como la corrosión inducida por el ion cloro.

La corrosión de metales, especialmente el acero de refuerzo en el concreto, ha recibido atención creciente en los últimos años debido a fallas que se han presentado en determinados tipos de estructuras y al alto costo de su reparación. La corrosión del acero de refuerzo fue primero observada en las estructuras marinas y en las plantas de fabricación de productos químicos. Recientemente, numerosos reportes sobre su ocurrencia en losas de puentes, estructuras de parqueo, y otras estructuras expuestas a los cloruros han hecho que el problema adquiera particular importancia.

Numerosas e importantes investigaciones sobre los factores que contribuyen a la corrosión del acero ya han permitido tener un mejor entendimiento de los mecanismos de corrosión, especialmente en lo que se refiere al rol del ion cloruro.

Debe indicarse que la aplicación de los resultados de las investigaciones disminuirán la ocurrencia del proceso de corrosión en nuevas estructuras de concreto armado y mejorarán los métodos de reparación de daños inducidos por la corrosión en estructuras existentes. Para que estas mejoras ocurran, los resultados de la información obtenida de las investigaciones deberán ser puestos en conocimiento de las personas responsables del diseño, construcción y mantenimiento de estructuras de concreto.

El concreto normalmente proporciona al acero de refuerzo una excelente protección contra la corrosión. El ambiente con alto contenido de álcalis en el concreto da origen a una película adherida fuertemente que incrementa la pasividad del acero y lo protege de la corrosión. Debido a que uno de los atributos inherentes del concreto es su capacidad de protección, la corrosión del acero de refuerzo no ocurre en la mayoría de los elementos o estructuras de concreto. Sin embargo, la corrosión del acero puede presentarse si el concreto no resiste el ingreso de sustancias que pueden causar la corrosión, la estructura no está adecuadamente diseñada para el medio ambiente que la rodea, o el ambiente cambia durante la vida de servicio

de la estructura.

Mientras que diferentes tipos de metales pueden corroerse bajo determinadas condiciones cuando están embebidos en el concreto, la corrosión del acero de refuerzo es la más común y, para los fines de este trabajo es la de mayor importancia.

La exposición del acero de refuerzo al ion cloruro es la principal causa de la corrosión prematura del acero de refuerzo. Sin embargo, la corrosión puede ocurrir en algunas circunstancias en ausencia del ion cloruro. Por ejemplo, la carbonatación del concreto reduce la alcalinidad de éste, y por lo tanto, permite la corrosión del acero embebido. La carbonatación es generalmente un proceso lento en concretos con una baja relación agua-material cementante. La corrosión inducida por carbonatación no es tan común como la corrosión inducida por el ion cloruro.

La velocidad y magnitud de la corrosión del acero de refuerzo embebido en el concreto está influenciada por factores ambientales. Tanto el oxígeno como la humedad deberán estar presentes en el proceso de corrosión electroquímica para que él ocurra. El concreto armado con una significativa gradiente en su contenido de ion cloruro es vulnerable a la formación de macroceldas de corrosión, especialmente cuando está sujeto a ciclos de humedecimiento y secado. Esta condición ocurre a menudo en puentes de carreteras y estructuras de parqueo expuestos a sales descongelante y en estructuras en ambientes marinos.

Otros factores que afectan la magnitud y nivel de corrosión son la heterogeneidad en el concreto y el acero de refuerzo, el pH del agua en los poros de concreto, la carbonatación de la pasta de cemento, las grietas en el concreto, las corrientes vagabundas y los efectos galvánicos debidos al contacto entre metales visibles.

El diseño de la estructura y las practicas constructivas también juegan un rol importante en la corrosión del acero embebido. Las proporciones de mezcla del concreto, el espesor de la cobertura de concreto que rodea el acero de refuerzo, los procedimientos de control de las grietas y la implementación de medidas diseñadas específicamente para proteger de la corrosión son

algunos de los factores que ayudan a controlar la magnitud y velocidad del proceso corrosivo.

El deterioro del concreto debido a la corrosión del acero de refuerzo es originado por los productos sólidos de la corrosión (herrumbre) que ocupa un volumen mayor que el acero original y ejerce esfuerzos expansivos importantes en el concreto que lo rodea. Las manifestaciones externas de la herrumbre incluyen manchas, agrietamiento, y expansión del concreto. Como consecuencia el área transversal del acero de refuerzo se reduce.

Con el tiempo puede ocurrir desastres estructurales, ya sea debido a la perdida de adherencia entre el acero de refuerzo y el concreto a causa del agrietamiento y expansión, o como un resultado de la reducción en el área de la sección transversal del acero. Este último efecto puede ser especialmente importante en estructuras que contiene acero pretensado de alta resistencia, en el cual una pequeña pérdida de la sección metálica puede inducir fallas.

La investigación sobre la corrosión no ha logrado hasta la fecha producir aceros al carbón u otros tipos de refuerzo, los cuales no se corroan cuando son empleados en concreto, y que sean a la vez económicos y técnicamente factibles. Se está dando especial importancia al empleo de refuerzo en base a acero inoxidable para estructuras expuestas a los cloruros. Adicionalmente, tanto la practica como la investigación indican la necesidad de preparar concretos de calidad, diseños adecuados, buenas practicas constructivas y límites razonables en la cantidad de cloruros de los ingredientes de la mezcla de concreto.

Adicionalmente, medidas que están siendo usadas y futuras investigaciones incluyen el empleo de inhibidores de la corrosión, revestimientos de protección del acero de refuerzo y protección catódica. En general, cada una de estas medidas ha tenido éxito, sin embargo, los problemas derivados de la corrosión del acero de refuerzo embebido y otros metales, no han sido eliminados.

Este capítulo del presente trabajo se analiza los factores que influyen en la corrosión del acero de refuerzo del concreto, y se propone medidas para proteger el acero embebido en nuevas construcciones, técnicas para detectar

la corrosión en estructuras en servicio, y procedimientos para remediarlos. La consideración de estos factores y la aplicación de las medidas propuestas, técnicas y procedimientos, deberá ayudar a reducir la posibilidad de corrosión y dará por resultado, en muchos casos, un comportamiento satisfactorio de los elementos estructurales de concreto armado y concreto pretensado.

2.- MECANISMOS DE CORROSION DEL ACERO EN EL CONCRETO

2.1.- INTRODUCCION

El deterioro del concreto por efecto de la corrosión es debido, como ya se indicó, a que los productos del proceso de corrosión (óxidos) ocupan un volumen mayor que el del acero y ejercen presión y esfuerzos muy altos sobre el concreto que los rodea.

Las manifestaciones externas del proceso de oxidación incluyen manchas, decoloración, agrietamiento, descascaramiento, y astillamiento de la superficie de concreto. Adicionalmente a lo anterior, la sección transversal del acero se reduce. Con el tiempo pueden ocurrir problemas estructurales debidos, ya sea a la pérdida de adherencia entre el acero y el concreto a causa del agrietamiento y astillamiento de éste, o como resultado de la reducción transversal de aquel. Este último efecto puede ser de especial importancia en estructuras en las cuales se utiliza acero de alta resistencia en elementos pretensados, en los que una pequeña reducción en la sección del acero puede inducir fallas en los tendones.

Este capítulo describe la termodinámica y cinética de la corrosión del acero embebido en el concreto. Igualmente, explica la iniciación de la actividad corrosiva por cloruros; la carbonatación del recubrimiento de concreto y los diferentes factores que controlan la corrosión después que ella se haya iniciado. Finalmente explica la influencia del tipo de refuerzo y del medio en el cual se encuentra el concreto.

2.2.- PRINCIPIOS DE CORROSION

El proceso de corrosión del acero en el concreto es un proceso electroquímico, que implica la transferencia de carga (electrones) de un

elemento a otro. Para que ocurra una reacción electroquímica (en la ausencia de una fuerza eléctrica externa) deberá haber dos reacciones en celdas, una capaz de producir electrones (la reacción anódica, la oxidación del hierro [Fe] para formar iones ferrosos) y una capaz de consumir electrones (la reacción catódica, la reducción de oxígeno para formar iones hidroxilos [OH^-]). Cuando las dos reacciones ocurren en ubicaciones muy separadas, ellas corresponden a macroceldas; cuando ellas ocurren muy juntas, o esencialmente en la misma ubicación, ellas son llamadas microceldas.

Para acero embebido en el concreto, la reacción anódica comprende la oxidación o disolución del hierro de acuerdo a reacciones catódicas y anodicas conocidas. Cuales de ellas ocurrirán en un caso específico depende de la disponibilidad de oxígeno y del pH de la solución en los poros de la pasta en la vecindad del acero de refuerzo. Esto se muestra en el diagrama de Pourbaix, el cual delinea el área termodinámica de estabilidad para cada uno de los elementos involucrados en la reacción previamente mencionada como una función del potencial electroquímico (medida de la facilidad con la que la carga del electrón se transfiere entre un metal y su medio, en este caso, entre el acero y la pasta. Esta es una propiedad de la interfase acero/concreto y no del acero solamente.) y del pH del recubrimiento.

Para que la reacción ocurra, el potencial deberá ser menor que el indicado por la línea punteada superior. En general, si todos los otros factores permanecen constantes, a mayor oxígeno disponible habrá mayor potencial electroquímico positivo (anódico).

Para concretos sanos, el pH de la solución de poros varía de 13.0 a 13.5, dentro de los cuales, las reacciones son anódicas. En la ausencia de otros factores, los óxidos de hierro, Fe_3O_4 y Fe_2O_3, o los hidróxidos de estos compuestos, formarán una fase sólida que puede desarrollar una capa de protección (pasiva) sobre el acero, descrita como sigue. Si el pH de la solución de poros se reduce, por ejemplo, por carbonatación o por reacción puzolánica, el sistema puede ubicarse en un área del diagrama de Pourbaix en el cual estos óxidos no formen una capa de protección, siendo posible la disolución activa.

Teóricamente, la corrosión activa también puede ser inducida

por la elevación del pH a un valor por el cual la reacción pueda tener lugar y para la cual $HFeO_2^-$ es el producto de la reacción termodinámica estable. La reacción también puede tener lugar en concretos con un pH normal a temperaturas sobre los 60°C. No se han reportado ejemplos de esta reacción.

Así la corrosión del acero u otros metales resulta de un proceso electroquímico, en el cual están involucrados procesos químicos y un flujo de electricidad. Este puede ser internamente generado o ser causado por alguna fuente externa de electricidad, la cual al originar fugas de corriente, si ésta es continua, podría originar corrosión del acero embebido en el concreto.

La corrosión debida a las corrientes continuas es denominada corrosión por electrólisis o por corrientes parásitas. Con la sustitución de la corriente continua por corriente alterna en la distribución de energía y con la aplicación de medidas para minimizar o prevenir las corrientes parásitas debidas a las fuentes de corriente continua remanentes, la corrosión por electrólisis se presenta muy raramente.

En la corrosión electroquímica en el concreto, las celdas eléctricas conocidas como también como celdas galvánicas, podrían formarse de varias maneras, pero para que sean activas requieren la presencia de un electrolito, esto es agua que contenga sustancias disueltas cuyos iones puedan producir electricidad. Es por ello que el concreto permanentemente seco no presenta corrosión electroquímica en el acero embebido. La exposición del concreto a humedecimiento por aguas que contengan sales solubles (agua de mar, aguas sulfatadas, etc) es peligrosa.

Un segundo requisito es que para la formación de la celda galvánica deben estar presentes dos superficies metálicas las cuales generen diferentes potenciales eléctricos con respecto a los electrolitos en contacto con ellas. Ello podría ser el resultado de dos metales disímiles, por ejemplo acero y cobre electricamente acoplados en el mismo electrolito, o dos metales similares metálicamente acoplados en diferentes electrolitos. En este último caso, fundamental para la corrosión del acero en el concreto, los diferentes electrolitos podrían ser el resultado de diversas concentraciones de humedad, oxígeno del aire, o distintas sustancias disueltas existentes en diferentes lugares de la misma estructura de concreto.

A las dos superficies metálicas que tienen diferentes potenciales eléctricos se les llama electrodos y se denomina ánodo a aquel en que el metal tiende a entrar en solución como iones con carga positiva, desarrollándose simultaneamente las cargas negativas correspondientes, a las que se conoce como electrones. El electrodo hacia el cual la corriente de electrones fluye desde el ánodo a través de la conexión metálica eléctrica, y en el cual varias reacciones químicas que involucran oxígeno pueden ocurrir, se le denomina cátodo.

Así, cualquier corriente de electrones que pueda presentarse deberá fluir desde el ánodo hacia el cátodo, a través de la interconexión eléctrica entre los dos, y luego, a través del electrolito (como carga de iones) regresar al ánodo para completar el circuito eléctrico

En el proceso, los ánodos y los cátodos aparecen separados por distancias reconocibles. El término "macro-celda" se aplica en tales casos, habiéndose identificado en el concreto separaciones hasta de tres metros ó más. Sin embargo, los electrodos de una celda de corrosión podrían hallarse tan cercanos como para ser considerados en el mismo lugar, en cuyo caso se aplica el término "micro-celda". No hay diferencia fundamental en los procesos que tienen lugar en las macro o micro celdas.

Cuales de las reacciones anódica y catódica ocurrirán en un caso específico depende de la disponibilidad de oxígeno y del pH de la solución de poros de la pasta en la vecindad del acero de refuerzo.

El diagrama de Pourbaix delinea el área termodinámica de estabilidad para cada uno de los elementos involucrados en las reacciones previamente mencionadas como una función del potencial electroquímico (medida de la facilidad con la que la carga del electrón se transfiere entre un metal y su medio, en este caso, entre el acero y la pasta. Esta es una propiedad de la interface acero/concreto y no del acero solamente) y del pH del recubrimiento.

Para concretos sanos, el pH de la solución de poros varía de 13.0 á 13,5, dentro de los cuales las reacciones son las más probables de ocurrir. En

ausencia de otros factores, los óxidos de hierro, Fe304 y Fe2O3, o los hidróxidos de estos compuestos, se formarán como fases sólidas desarrollando una capa de protección (pasiva) sobre el acero.

Si el pH de la solución de poros se reduce, por ejemplo, por carbonatación o por una reacción puzolánica, el sistema puede ubicarse en un área del diagrama de Pourbaix en el cual estos óxidos no formen una capa de protección, siendo posible la disolución activa.

La corrosión activa también puede ser inducida por la elevación del pH a un valor por el cual la reacción pueda tomar lugar y para la cual el HFeO2 sea el producto de la reacción termodinámicamente estable.

En la corrosión del acero, la principal reacción química en el ánodo podría escribirse como "fierro igual a iones de fierro en solución más dos electrones". Los iones de fierro reaccionan posteriormente con el agua y oxígeno para formar herrumbre. Las reacciones en el cátodo pueden ser de diferentes grados de severidad, dependiendo de las circunstancias, pero la principal es la referida a la corrosión del acero mediante la acción de las celdas galvánicas en la solución básica en el concreto y es como si fuera "media molécula de oxígeno más agua más dos electrones igual a dos iones hidroxilo".

La magnitud de esta reacción es afectada por el tamaño relativo del ánodo y el cátodo; por la concentración de oxígeno en el cátodo; la temperatura; y la resistividad eléctrica del electrolito, la cual es influenciada por la concentración de las sustancias solubles en él.

Si, por alguna razón, la reacción química en el ánodo o en el cátodo no ocurre, la celda es inoperante y la corrosión no tiene lugar. Un factor importante, determinante del control de la actividad de la celda de corrosión del acero en el concreto, es la película de óxido protector que se forma y mantiene en el acero como resultado de la alta alcalinidad del concreto normal. Esta película convierte al acero en pasivo. Su estabilidad es alta en medios fuertemente alcalinos, y tiende a disminuir conforme la alcalinidad del medio

desciende.

Para formar la celda galvánica debe haber un ánodo, un cátodo y un electrolito. Para que la celda sea activa y cause corrosión del acero en el concreto, deben existir dos condiciones adicionales. Primero, debe de encontrarse algo de oxígeno presente (el aire tiene 21% de oxígeno) y, segundo, debe haber alguna destrucción de la película de protección que existe sobre el acero.

Si el concreto es altamente poroso y permeable, el bióxido de carbono proveniente del aire podría ingresar, penetrar profundamente, y eventualmente reaccionar con el hiddróxido de calcio para formar carbonato de calcio insoluble, haciendo descender el pH por debajo de su valor normal de 13. Si la alcalinidad desciende a un pH de 11.5 la película de protección podría deteriorarse o destruirse, y la corrosión iniciarse. La penetración del bióxido de carbono, con la consiguiente reducción de la alcalinidad, no tiene lugar en un buen concreto no fisurado en un profundidad mayor de 13 mm, aún después de una larga exposición.

Si las circunstancias son tales que la corrosión puede ocurrir, la magnitud de ésta se incrementa con la temperatura y condiciones de humedad más severas. Incrementos de temperatura de 20ºC á 40ºC en condiciones de humedad severas pueden incrementar significativamente la velocidad de corrosión.

Las celdas de corrosión pueden producir oquedades en el acero. La pérdida de sección causada por este proceso de carcoma es de mayor importancia en elementos delgados que en las barras de diámetro mayor.

Las celdas de corrosión pequeñas pueden estar latentes con mayores posibilidades de daño en las barras de diámetro menor, pero igualmente existen menores posibilidades que ellas produzcan daños en el concreto que las rodea. Por otra parte, las grandes celdas pueden causar serias pérdidas de sección en las barras de diámetro mayor ya que es más probable que las celdas mayores estén activas. Aún más, la permanente producción de productos de corrosión en una celda grande puede desarrollar suficiente

presión como para poder romper el revestimiento de concreto, favoreciendo el reinicio y la mayor intensidad del ciclo corrosivo.

2.3.- NATURALEZA DE LA PELICULA PASIVA

Una película pasiva puede ser relativamente gruesa e inhibir la corrosión activa al proporcionar una barrera de difusión a los productos de la reacción del Fe y del O_2. Alternativamente, y más comúnmente, ésta puede ser delgada, a menudo menor que una capa monomolecular. En este caso, las moléculas de óxido ocupan el lugar de los átomos reactivos sobre la superficie del metal, impidiendo que los átomos metálicos de esa ubicación se disuelvan.

Una película pasiva no detiene la corrosión; pero si la reduce a un nivel insignificante. Para el acero en el concreto, la magnitud de la corrosión pasiva es típicamente 0.1mm/año; sin la película pasiva, el acero deberá corroer en una magnitud de por los menos 3 ordenes de magnitud más alto que lo indicado.

2.4.- CINETICA DE LA CORROSION

Todos los metales, excepto el oro y el platino son termodinámicamente inestables bajo condiciones atmosféricas normales, y deberán normalmente revertir a sus óxidos u otros componentes (tal como se indica para el hierro en el diagrama de Pourbaix). Por lo tanto, la información de importancia para el ingeniero no es tanto si el metal deberá corroer, sino cuan rápido la corrosión ocurrirá. La magnitud de la corrosión puede ser determinada como una corriente de corrosión midiendo la velocidad y magnitud con la que los electrones son removidos del hierro en las reacciones anódicas descritas. La corriente de corrosión puede ser convertida a una velocidad de perdida de metal de la superficie de acero por la Ley de Faraday

Dividiendo por la densidad, la masa puede ser convertida a espesor de la capa disuelta u oxidada, y para el hierro (o el acero): 1 mA/cm^2 = 11.8 mm/año. La densidad de la corriente, la cual es equivalente a la corriente total dividida por el área del electrodo, sin embargo, no puede ser determinada directamente. Esto es debido al requerimiento de un balance de cargas que permite estimar la producción y consumo de electrones por las reacciones de

las celda anódicas y catódicas, las cuales son siempre iguales y, por lo tanto, la corriente neta no puede ser medida.

En consecuencia, para determinar la corriente de corrosión, el sistema deberá ser desplazado de su equilibrio por aplicación de un potencial externo y medir los resultados de la corriente neta (medida potentiostática). La diferencia entre el potencial aplicado E y el potencial de corrosión original E_{corr} se conoce como polarización y tiene el símbolo h.

En la ausencia de pasividad, la corriente neta deberá incrementarse con la polarización anódica, y la polarización catódica deberá resultar en la curva inferior. Tafel ha demostrado que para un valor de "n" en el rango de ±100 a 200 mV es directamente proporcional al logaritmo aritmético de la densidad de corriente:

$$h = a+b \log(i)$$

en la que:

a = constante;
b = pendiente Tafel.

Un valor de la densidad de la corriente de corrosión i_{corr} puede ser obtenido por extrapolación de la parte lineal de la curva a E_{corr}.

Sin embargo, para el acero en el concreto, la protección química dada al acero por la formación de una película pasiva reduce la densidad de la corriente anódica en un importante orden de magnitud. La transición de parte de la corrosión activa de la curva de polarización a la región pasiva, ocurre como un resultado de la formación de una película de óxido en el metal pasivo. Aun más, la barrera física del concreto limita el acceso de oxigeno para la reacción catódica pudiendo resultar en una disminución en la corriente catódica. Ambos factores reducen la magnitud de la corrosión. El hecho que no exista la parte lineal de cada curva es irrelevante ya que no es de interés práctico un conocimiento preciso de la corrosión pasiva.

El valor de la densidad de la corriente anódica neta es

aproximadamente constante en un amplio rango de potenciales pero se incrementa en potenciales muy altos. Este incremento, referido a una disolución transpasiva, pueda resultar de una ruptura dieléctrica de la película pasiva. También puede ser debido a que el potencial es mayor que el indicado por la línea punteada superior en el diagrama de Poursaix. En esos potenciales, el O_2 puede desarrollarse a presiones atmosféricas por la inversa de la reacción mostrada en la ecuación (3.2), o por la hidrólisis del agua. Añadiendo una segunda reacción anódica a la de la corrosión del hierro. Una tercera reacción involucraría la corrosión del acero en $F2^{+6}$, la cual es una reacción anódica.

2.5.- INICIACION DE LA CORROSION ACTIVA

La corrosión activa del acero en el concreto debe estar precedida por la ruptura de la película pasiva protectora. Esto puede ocurrir en toda la superficie del acero debido a un cambio general en las condiciones termodinámicas, o localmente debido a un ataque químico localizado o a una falla mecánica.

El primero es generalmente el resultado de la reducción del pH a un nivel en el cual la película pasiva no sea estable. El último es generalmente causado por el ataque de iones agresivos como cloruros, pero podría resultar del agrietamiento en el recubrimiento.

La causa más común de la iniciación de la corrosión del acero en el concreto es la presencia de los iones cloruro. La fuente de cloruros podrían ser los aditivos, contaminantes, ambientes marinos, o sales descongelantes. En la práctica es imposible obtener una mezcla absolutamente libre de cloruros, ya que éstos están presentes en cantidades variables en todos los ingredientes del concreto; lo que se puede hacer es evitar la presencia de ellos en altas cantidades en la mezcla, como por ejemplo evitar emplear agua de mar como agua de mezclado, agregados mojados por agua de mar o que contengan sales, emplear aditivos con contenido de cloruros, etc. Por lo tanto, es importante limitar el contenido total de cloruros de la mezcla (aportados por el material cementante, agregados, agua y aditivos) a un valor inferior al necesario para iniciar el proceso de corrosión.

En las películas gruesas los iones cloruro se incorporan a la película en puntos de debilidad localizados, creando defectos iónicos y permitiendo un transporte iónico muy fácil. En el caso de la pasividad en una sola capa, los iones cloruro pueden competir con los iones hidroxilo por ubicaciones de actividad alta en la superficie del metal, impidiendo que estos lugares reactivos lleguen a ser pasivos.

En ambos casos, el resultado neto es que la corrosión activa puede ocurrir en estos sitios y, una vez que comienza, procede a alimentarse ella misma. Los iones cloruro y ferroso reaccionan para formar un complejo soluble que se difunde desde el lado anódico. Cuando el complejo alcanza una región de pH alto éste se rompe, precipitando un hidróxido de hierro insoluble y liberando el cloruro para remover más hierro de la barra de acero. Además, debido a que la región de la ruptura de la película pasiva llega a ser anódica, más iones cloruro son atraídos a esa área de acero que a las áreas catódicas vecinas, incrementando la concentración local de iones cloruro.

El hidróxido precipitado inicialmente tiene un estado bajo de oxidación y tiende a reaccionar en mayor cantidad con el oxígeno para formar mayores óxidos. Esto puede ser observado cuando el concreto con corrosión activa se agrieta. Frecuentemente se encuentra cerca del acero un producto de la reacción semi-sólido y verde, el cual expuesto al aire se torna negro y subsecuentemente de color rojizo. Los hidróxidos de hierro tienen un volumen específico mucho mayor que el del acero del que se formaron.

Por lo tanto, el incremento en volumen cuando los productos de la reacción reaccionan en mayor magnitud con el oxígeno disuelto conlleva a un esfuerzo interno dentro del concreto que puede ser suficiente para causar agrietamiento y astillamiento del recubrimiento. Un segundo factor en el proceso de corrosión que es frecuentemente inadvertido debido a los efectos más dramáticos del agrietamiento es el incremento en la acidez de la región anódica que puede conllevar a la disolución local de la pasta.

El empleo de cloruro de calcio ($CaCl_2$) como acelerante de fragua en el concreto ha sido la fuente más común de adición intencional de cloruros. Con el entendimiento del rol de los cloruros como promotores de la corrosión del refuerzo, el uso de los aditivos que los contienen no es

recomendado en esta y otras aplicaciones. Cuando los cloruros son adicionados a la mezcla, intencionalmente o no, una rápida corrosión puede ocurrir en períodos muy cortos cuando la mezcla de concreto es aún plástica, húmeda, y la alcalinidad de la solución de poro no está bien desarrollada. Una vez que el concreto ha empezado a endurecer y el pH se ha incrementado, hay normalmente una reducción en la magnitud de corrosión, dependiendo de la concentración de los cloruros.

Los cloruros adicionados a la mezcla tienen tres efectos adicionales. El primero, el efecto acelerante de los cloruros resulta en una distribución de tamaños de poros capilares mucho más grosera a una relación agua-cemento constante, lo cual permite el ingreso mucho más rápido de cloruros adicionales, una tasa de carbonatación mucho mayor, y también reduce la resistividad del concreto. Segundo, los cloruros incrementan la concentración iónica de la solución de poro y su conductividad eléctrica. Ambos factores incrementan la magnitud de la corrosión. Tercero, los cloruros alteran el pH de la solución de poro; el cloruro de sodio (NaCl) y el cloruro de potasio (KCl) incrementan el pH mientras que el $CaCl_2$, en grandes concentraciones, reduce el pH.

El cloruro de calcio no debe emplearse en concreto presforzado en porcentajes mayores que los recomendados en la Norma Técnica Peruana E.060 (un límite máximo del 0.060% en peso del cemento) debido a que la posibilidad de corrosión del acero estructural es muy alta. Se recomienda, de preferencia, no utilizarlo.

El cloruro de calcio no debe emplearse cuando se esperan corrientes parásitas o vagabundas en el concreto; además, de usarlo, agravaría la corrosión del metal galvanizado o el aluminio embebido en el concreto.

El agua de mar no debe ser utilizada como agua de mezcla en concreto armado o pretensado que va a estar expuesto a una atmósfera húmeda, ya que por su contenido de sales, especialmente cloruros, favorece la corrosión del refuerzo.

La difusión de los cloruros puede ocurrir en concretos sanos y continuar a través de la estructura de poros capilares de la pasta. Por lo tanto,

las grietas en el concreto no son un pre-requisito para transportar los cloruros hacia el acero de refuerzo. La magnitud de difusión depende de un número de factores, incluyendo la relación agua-cementante, el tipo de cemento, la temperatura, y la madurez del concreto.

Además, hay indicios que los cloruros que penetran interactúan químicamente con la pasta, precipitando los productos de la reacción, de este modo disminuyen la porosidad de la pasta; lo que significa, que ellos tienen efectos opuestos sobre la porosidad que los cloruros que son añadidos intencionalmente.

No todos los cloruros presentes en el concreto contribuyen a la corrosión del acero. Algunos de los cloruros reaccionan químicamente con los componentes del cemento, como el aluminato tricálcico con el cual forman cloroaluminato cálcico, y son removidos de la solución de poro. A medida que el concreto sufre carbonatación, los cloruros son liberados y se involucran en el proceso de corrosión.

En el caso del cloruro de calcio contenido en los aditivos, un porcentaje se combina químicamente con el cemento y no participa en el proceso corrosivo. Igualmente, algunos de los agregados tienen un contenido total de cloruros muy alto, pero sólo una pequeña parte de ellos es soluble.

Las investigaciones indican que algunos cloruros también llegan a ser físicamente atrapados por absorción o por poros que no están interconectados. La fracción de los cloruros totales que están disponibles en la solución de poro para causar la ruptura de la película pasiva en el acero es función de un número de parámetros, incluyendo los contenidos de aluminato tricálcico (C_3A) y el de ferroaluminato tetracálcico (C_4AF), pH, relación agua-material cementante, y si el cloruro fue adicionado a la mezcla o penetró en el concreto endurecido.

El valor de la concentración de cloruro bajo el cual se considera que la corrosión significativa no ocurre también depende de muchos de los mismos factores, pero muchas veces estos factores trabajan inversamente. Por ejemplo, mientras mayor sea el pH, el acero puede tolerar más cloruros sin picaduras, pero la cantidad de cloruros presentes en la solución para un

determinado contenido total de cloruros también se incrementa con el pH.

Algunos investigadores han mostrado que la iniciación de la corrosión del acero de refuerzo no solo depende la concentración del ion cloruro, sino también de la concentración de OH^-, y específicamente, de la relación de iones cloruro-hidroxilo (Cl^-/OH^-). El máximo valor de la relación Cl^-/OH^- que puede ser tolerado sin la ruptura de la película pasiva es de 0.29 a un pH de 12.6 y de 0.30 a un pH de 13.3.

Existen dos métodos analíticos especiales que determinan el contenido total de cloruros, ya sea en el concreto fresco, en el concreto endurecido, o en cualquiera de los componentes de la mezcla. Estos métodos determinan el total de cloruros, cloruros solubles en ácido y cloruros solubles en agua.

El cloruro soluble en ácido es, generalmente, pero no necesariamente, igual al cloruro total. Este método mide los cloruros que son solubles en ácido nítrico.

El método de cloruros solubles en agua mide los cloruros extraíbles en agua bajo condiciones definidas. El resultado obtenido varía con el procedimiento de ensayo analítico, particularmente con respecto al tamaño de la partícula, tiempo de extracción, temperatura, y el tiempo de exposición del concreto.

Es importante distinguir entre contenido de cloruros, contenido de cloruro de sodio, contenido de cloruro de calcio, o cualquier otro contenido de sales.

Lewis reportó que ocurría corrosión cuando el contenido de cloruros era de 0.33% de cloruros solubles en ácido o de 0.16% de cloruros solubles en agua en una extracción en agua de 2 horas. El agua de poro en muchos concretos de cemento portland típicos, hechos con cemento de alto contenido de álcalis, es una solución cargada de hidróxido de potasio y sodio con un pH que se aproxima a 14, mucho mayor que el valor de 12.4 cuando está saturado con hidróxido de calcio.

La Tabla 2.5 muestra los límites de cloruros expresados como

porcentaje de masa de cemento portland, recomendados para minimizar el riesgo de corrosión inducida por cloruros. Estos límites son más conservadores que los mencionados en la Recomendación ACI 318 debido a las serias consecuencias que ocasiona la corrosión, a los diferentes valores de iniciación de ésta y a la dificultad de conocer con certeza el ambiente de servicio al que estará expuesto.

Normalmente se ensaya el contenido de cloruros en los materiales del concreto, tanto por el ensayo soluble en ácido, como por el ensayo soluble en agua. Si los materiales no reunen los límites dados en la Tabla, deben ser ensayados por el Método Soxhlet (ACI 222.1). Si los materiales del concreto fallan este ensayo deben ser desechados.

TABLA 2.5

LIMITE DE CLORUROS (% POR PESO DE MASA)

Categoría	**Método de Ensayo**	
	Soluble en ácido	**Soluble en agua**
	ASTM C 1152	**ASTM C 1218**

.- Concreto presforzado	**0.08**	**0.06**
.- Concreto reforzado en condiciones húmedas	**0.10**	**0.08**
.- Concreto reforzado en condiciones secas	**0.20**	**0.15**

El límite de corrosión en un concreto endurecido sujeto a fuentes externas de cloruros es de 0.21% de cloruro soluble en ácido. El contenido promedio de cloruro soluble en agua en el mismo concreto debe ser de 75% á 80% del cloruro soluble en ácido. Este valor ha sido confirmado en estudios de obra, mostrando que bajo algunas condiciones un contenido de cloruro soluble en agua tan bajo como 0.15%, o 0.20%, de cloruro soluble en ácidos es suficiente para iniciar la corrosión del acero embebido en un concreto expuesto a cloruros cuando está en servicio.

Muchos factores necesitan ser considerados al determinar un límite en el contenido de cloruros de los componentes de la mezcla. El contenido de cloruros solubles en agua no es una fracción constante del contenido de cloruros solubles en ácidos; éste varía con la cantidad de cloruros en el concreto, los componentes de la mezcla, y el método de ensayo. Todos los materiales utilizados en el concreto contienen algunos cloruros, y el contenido de cloruros solubles en agua en el concreto endurecido varía con la composición del cemento.

Las recomendaciones de la Norma Técnica Peruana E.060 sugieren los siguientes límites máximos de ion cloruro soluble en agua, expresados como porcentaje en peso del cemento:

TABLA 2.5 (A)

.- Concretos presforzados 0.06%

.- Concreto armado expuesto a la acción de cloruros 0.10%

.- Concreto armado no protegidos que puede estar sometido a un ambiente húmedo pero no a cloruros (incluyendo ubicaciones en las que el concreto puede estar ocasionalmente húmedo tales como cocinas, garajes, estructuras ribereñas, y áreas con humedad potencial por condensación) 0.15%

.- Concreto que deberá estar seco o protegido de humedad durante su vida por medio de recubrimiento impermeable…….. 0.80%

El ingeniero debe aplicar su criterio al utilizar estos límites, teniendo en consideración que otros factores, tales como humedad y oxígeno, siempre son necesarios para que se produzca la corrosión electroquímica.

Algunos investigadores han mostrado que la iniciación de la corrosión del acero de refuerzo no sólo depende de la concentración del ion cloruro, sino también de la concentración de OH, y especificamente, de la relación de iones cloruro-hidróxilo (Cl/OH). El máximo valor de la relación Cl/OH que puede ser tolerado sin la ruptura de la película pasiva es de 0.29 a un pH de 12.6 y de 0.30 a un pH de 13.3.

2.6.- INICIACI0N DE LA CORROSION POR CARBONATACIÓN

La carbonatación es el término general dado a un proceso químico que resulta de la neutralización del concreto por la reacción entre los componentes alcalinos de la pasta y el dióxido de carbono (CO_2) en la atmósfera. La primera indicación de carbonatación es una reducción en el pH de la solución de poro a 8.5, en el cual el nivel de la película pasiva en el acero no es estable.

La carbonatación generalmente se presenta desde la parte frontal, debajo de la cual el concreto no está afectado y el pH no ha disminuido. Cuando la carbonatación frontal alcanza el acero de refuerzo, puede ocurrir una despasividad en grandes áreas o en toda la superficie de acero pudiendo darse inicio a la corrosión.

Afortunadamente, las tasas de carbonatación en concretos sanos, de buena calidad, adecuadamente consolidados y curados, son generalmente bajas; en los concretos permeables o porosos, o en aquellos que tienen poco recubrimiento, la corrosión puede ser un problema debido a esta causa.

El concreto en o cerca de un área industrial podría experimentar mayores tasas de carbonatación debido al incremento en la concentración de CO_2 en el ambiente. Bajo condiciones naturales, la concentración atmosférica de CO_2 en el aire es de 0.03%; en ciudades este valor se incrementa en 10 veces más; y en zonas industriales este valor puede alcanzar hasta 100 veces más.

El ingreso de gases es mayor en humedades relativas bajas, pero la reacción entre el gas y la pasta toma lugar en la solución y es mayor en humedades mayores. Por lo tanto, el ambiente más agresivo para la neutralización del concreto será el de ciclos alternos de humedecimiento y secado y el de altas temperaturas.

Bajo condiciones constantes, la humedad relativa del ambiente en un 60% es la más favorable para la carbonatación. Otros factores que influyen el tiempo de iniciación de la corrosión por carbonatación son: un recubrimiento delgado, la presencia de grietas, y una alta porosidad asociado con un factor bajo de cemento y una relación agua-cementante alta.

El contenido de cloruros en el frente de la carbonatación alcanza niveles mucho mayores que en concretos no carbonatados y puede ser mucho mayor que los niveles medidos justo bajo la superficie de concreto. Esto incrementa el riesgo de que se inicie la corrosión cuando la carbonatación alcanza el acero de refuerzo.

La reducción del pH en el concreto carbonatado también incrementa el riesgo de corrosión debido a que la concentración de cloruros necesaria para iniciar la corrosión disminuye con el pH. Esto se debe a que los cloroaluminatos se rompen, liberando los cloruros encerrados a medida que el pH disminuye.

2.7.- LA TASA DE CORROSION

La pérdida de pasividad, tanto local o general, es necesaria pero no suficiente para que ocurra la corrosión. La presencia de humedad y oxígeno son esenciales para que continúe a una tasa significativa.

Mientras los cloruros son los responsables directos de la iniciación de la corrosión, juegan un rol indirecto al determinar la tasa de corrosión después de que ésta se inicia. Los principales factores que controlan dicha tasa son la disponibilidad de oxígeno, la resistividad eléctrica, la humedad relativa, las cuales se interrelacionan, y el pH y la temperatura. Como se mencionó previamente, los cloruros pueden influir el pH, la conductividad eléctrica, y la porosidad.

Similarmente, la carbonatación destruye la película pasiva pero no influye la tasa de corrosión. Después que se inicia la corrosión, la tasa de corrosión puede ser reducida mediante el uso de inhibidores de corrosión.

El secado del concreto endurecido requiere del transporte del vapor de agua a la superficie así como de su evaporación. El humedecimiento del concreto seco ocurre por succión capilar y es considerablemente más rápido que el proceso de secado. Por lo tanto, el concreto rara vez se seca completamente excepto por una capa delgada en la superficie. Bajo esta superficie, normalmente habrá una película de humedad en las paredes de los capilares y el sistema de poros estará normalmente lleno.

Estudios de laboratorio sugieren que hay un valor de humedad relativa dentro del concreto, en el rango de 70 a 85%, bajo el cual la corrosión activa no puede tomar lugar. De manera similar, la resistividad eléctrica alta puede inhibir el paso de la corriente de corrosión a través del concreto.

Estructuras de concreto totalmente sumergidas tienden a estar protegidas de la corrosión por la falta de oxígeno. Por lo tanto, a pesar de estar contaminadas por concentraciones altas de cloruros, las estructuras sumergidas continuamente bajo el mar no estarán sujetas a una corrosión significativa. La parte de la estructura en la zona de marea experimentará condiciones agresivas particulares.

3.- BARRAS DE REFUERZO

Las barras de reuerzo no revestidas son fabricadas de acuerdo a la Norma ASTM A 615 ó ASTM A 706. Un problema con el uso de estas barras es cuando el acero expuesto entra en contacto con el acero embebido en el concreto. Esta combinación actúa como una pareja galvánica en donde el acero expuesto actúa como ánodo y el acero embebido como cátodo. En general, la tasa de corrosión es proporcional a la relación del área catódica y el área anódica. Debido a que la cantidad de acero embebido es mucho mayor que el acero expuesto, la tasa de corrosión del acero expuesto puede ser muy alta.

Las alternativas disponibles actualmente para barras sin recubrimiento son el acero revestido con epoxy o el acero galvanizado. El acero inoxidable y los reemplazos no metálicos para el acero están bajo consideración pero son muy caros y generalmente no están disponibles.

El acero de refuerzo revestido por epoxy está conformado por barras de refuerzo cuyo empleo han sido muy usado en ambientes agresivos desde 1973 y han dado buenos resultados al retrasar la corrosión debido al ingreso de cloruros. La Norma ASTM A 775 y las especificaciones standard AASHTO fueron desarrolladas y ensayadas para aplicaciones de recubrimiento.

Muchos estudios de laboratorio y de obra se han efectuado sobre

barras revestidas con epoxy. Para proporcionar resistencia a la corrosión a largo plazo de este tipo de barras, el revestimiento deberá tener pocas roturas y defectos; mantener alta resistencia eléctrica; mantener la corrosión confinada a áreas descubiertas; resistir ataques externos; y resistir los movimientos de iones, oxígeno y agua. Todos estos aspectos están contemplados en la Norma ASTM A 775 que presenta los siguientes requerimientos:

1.- **El espesor de revestimiento debe de estar en el rango de 130 a 300 micrones;**
2.- **El torcimiento de una barra revestida alrededor de un mandril standard no debe permitir la formación de grietas.**
3.- **El número de defectos en los piñoles no deberá ser mayor de 6 por metro;**
4.- **El área dañada de la barra no deberá exceder el 2%.**

Desde 1991, se ha desarrollado una importante mejora en la calidad de las barras revestidas con epoxy, así como un mejor entendimiento del fenómeno de adhesión del revestimiento con el acero, esto gracias a una mayor investigación y certificaciones en planta.

Se han efectuado importantes investigaciones en barras de refuerzo revestidas con epoxy desde 1996, y muchas investigaciones en obra se han efectuado en los Estados Unidos por agencias estatales. Estos estudios han permitido concluir que las estructuras en las que se ha utilizado barras revestidas con epoxy son más durables que las estructuras sin el mencionado tipo de barras.

Las investigaciones de laboratorio han demostrado que nuevos productos de revestimiento y métodos de ensayo más consistentes pueden mejorar la durabilidad a largo plazo de estructuras de concreto. Para garantizar la durabilidad de los productos empleados en el revestimiento de epoxy, estos nuevos métodos de ensayos deberán ser expresados en la forma de standares debidamente conceptuados.

El acero galvanizado ha sido empleado en el concreto en los últimos 50 años, y él es particularmente indicado para proteger el concreto sujeto a

carbonatación debido a que el zinc permanece pasivo en niveles de pH mucho menores que los del acero corriente. Desafortunadamente el zinc se disuelve en una solución con pH alto con la evolución del hidrógeno (H_2) dando lugar a una reacción catódica.

Cuando el acero revestido con zinc, o acero galvanizado, es empleado en el concreto se puede formar alrededor de la barra de refuerzo una capa de concreto poroso que se mantiene si no se toman precauciones para prevenir su formación. El comportamiento de las barras galvanizadas disminuye significativamente con el desarrollo de carbonatación en el concreto alrededor de las barras.

Una pequeña cantidad de sales de cromato puede ser añadida al concreto fresco para prevenir la evolución de hidrógeno, y el nitrito de calcio ha sido empleado para prevenir la evolución de hidrógeno en los encofrados galvanizados de concreto prefabricado.

El acero inoxidable está bajo investigación como un material de refuerzo para estructuras que se encuentran en medios particularmente agresivos. Aunque el acero inoxidable ASTM A 304 puede tolerar altas cantidades de cloruros, es necesario emplear el acero más caro ASTM A 316L para obtener una mejora significativa en las propiedades.

as tuberías de acero son utilizadas en el concreto para diversos propósitos. Frecuentemente se encuentran embebidas en él y, practicamente, todo lo dicho acerca del acero de refuerzo es aplicable a ellas.

Si las tuberías se colocan sobre arena o cenizas y entonces son cubiertas con el concreto, éste procedimiento puede posibilitar la corrosión si el medio de las partes superior e inferior es disimil, lo que conduciría a diferencias en contenidos de humedad, en pH, oxígeno, y sales promotoras de la corrosión.

Es recomendable que las tuberías de acero se encuentren completamente rodeadas de concreto, teniendo cuidado que todas las partes de la cara inferior estén en contacto íntimo con éste.

4.- CONCRETO ARMADO EN AGUA DE MAR

El concreto armado expuesto al agua de mar o rocío marino presenta problemas especiales, ya que la sal puede penetrar en él, que dan como resultado corrosión del acero de refuerzo y fisuración y astillamiento del concreto. Así, la fisuración en pilotes de concreto se observa a lo largo de la linea de refuerzo de éstos.

Si el concreto está en contacto con el agua salada o es humedecido por el rocío marino, la sal puede ingresar a aquel. Igualmente, si el agua salada o el rocío marino contienen oxígeno disuelto y bióxido de carbono, se formarán en la superficie del concreto sustancias que pueden provocar corrosión. La fisuración o permeabilidad del concreto facilitan la entrada de dichas sustancias.

Los efectos pueden resumirse como sigue:

a) El agua actúa como transporte de sales, oxígeno y bióxido de carbono y, por sus sales disueltas, suministra un electrolito de baja resistividad eléctrica, permitiendo que las corrientes corrosivas fluyan fácilmente.

b) El bióxido de carbono reacciona con el hidróxido de calcio y así disminuye la alcalinidad del concreto.

c) El oxigeno es esencial para las reacciones químicas en el ánodo y cátodo. Forma herrumbre cerca del ánodo.

d) La sal suministra el ion cloro en solución, el cual disminuye la pasividad del acero.

El acero en el concreto armado que está completa y permanentemente inmerso por debajo del nivel de baja marea se encuentra libre de corrosión, debido a que el oxígeno y el bióxido de carbono se encuentran virtualmente excluídos. Por lo tanto, a pesar de estar contaminadas por concentraciones altas de cloruros, las estructuras sumergidas bajo el mar no estarán sujetas a una corrosión significativa. En agua de mar, la permeabilidad del concreto a la

penetración de cloruros se reduce por la precipitación del hidróxido de magnesio.

La condición es severa cuando parte de la estructura del concreto está continuamente en agua salada y parte se halla expuesta y, especialmente, si parte de tal estructura es alternativamente humedecida con agua marina o rocio. La parte alternativamente humedecida tiene mayor oportunidad de recibir oxígeno y bióxido de carbono. La corrosión del concreto en aguas marinas es más fácil y rápida en zonas de mareas.

Cuando la corrosión del acero en el concreto ocurre en un ambiente salino, la celda de corrosión primaria muestra un mayor énfasis en las diferencias en el contenido de cloruros en los electrolitos en los dos electrodos antes que en las diferencias en el pH o la concentración de oxígeno, siendo de conocimiento que estos dos factores, en otras circunstancias, serían fundamentales para el desarrollo de la corrosión.

Las diferencias en la concentración de sal en el ánodo y cátodo son generalmente atribuídas a las diferencias en la permeabilidad del concreto en las regiones anódica y catódica; debiendo puntualizarse que la diferencia en concentración de sales puede existir en un concreto el cual es uniformemente permeable, en razón de las diferencias en los ambientes a los que las diversas partes del elemento de concreto pueden estar expuestas.

En la celda de corrosión las diferencias en los potenciales eléctricos del anodo y el cátodo son debidas a las diferencias de las concentraciones de sales en los electrodos. En el ánodo la concentración de sales es más alta, y la pasividad del acero es debilitada o destruída. En el cátodo habría menos sal o no habría y su pasividad, por lo tanto, podría ser o no debilitada pero en ambos casos la corrosión no debería generalmente ocurrir.

5.- FACTORES QUE FAVORECEN LA CORROSION

La velocidad y magnitud de la corrosión del acero de refuerzo están fuertemente influenciadas por factores actuantes en el medio en que se encuentra el concreto. Tanto el oxígeno como la humedad deben estar

presentes para que la corrosión electroquímica deba ocurrir. El concreto armado con gradientes significativas en el contenido de ion cloro es vulnerable a la corrosión por macroceldas, especialmente si está sometido a ciclos de humedecimiento y secado.

Otros factores que afectan la velocidad y magnitud de la corrosión son la heterogeneidad del concreto y el acero; el pH y carbonatación de la pasta; el agrietamiento del concreto; las corrientes parásitas; y los efectos galvánicos debidos al contacto entre materiales disímiles.

Igualmente, los criterios de diseño estructural desempeñan un papel importante en la corrosión del acero embebido. Las proporciones de la mezcla; el espesor del recubrimiento; las precauciones para controlar el agrietamiento; y la implementación de medidas diseñadas especificamente para protección contra la corrosión, son algunos de los factores que contribuyen a controlar la velocidad y magnitud de la corrosión.

A continuacion se indican las condiciones que pueden disminuir o impedir la protección del concreto al acero de refuerzo, favoreciendo la corrosión de éste.

Las grietas que se extienden desde la superficie del concreto hasta el acero de refuerzo pueden contribuir a la corrosión de éste en la medida que permitan el ingreso de humedad, bióxido de carbono,o contaminación ambiental.

Las grietas reducen la vida de servicio de las estructuras de concreto reforzado ya que permiten la entrada profunda y rápida de la carbonatación y son un medio de acceso de los iones cloruro, humedad, y oxígeno al acero de refuerzo, mediante lo cual aceleran el ataque de los procesos de corrosión, y al mismo tiempo proporcionan el espacio para deposición de los productos de la corrosión; sin embargo, éstas localizan la corrosión. Los iones cloruro, con el tiempo, penetran concretos no agrietados e inician la difusión de la corrosión del acero de refuerzo, el resultado es que después de pocos años de servicio hay poca diferencia entre la cantidad de corrosión en un concreto agrietado y uno no agrietado.

Si las grietas son transversales al acero de refuerzo, la corrosión puede ser fuerte pero sólo en áreas muy restringidas, no siendo mayor de tres veces el diámetro de la barra. Si las grietas siguen la dirección de las barras de refuerzo (como puede ser el caso de una grieta de fraguado) son mucho más perjudiciales debido a que la longitud de corrosión de la barra es mayor y la resistencia del concreto al agrietamiento se reduce, lo que puede acelerar el ataque y agravar otras posibles causas. Si la grieta es suficientemente estrecha la corrosión puede ser localizada y poco profunda. Si las grietas son paralelas a la dirección del acero, la corrosión puede ser mayor, acelerando el ataque y agravando otras posibles causas que en los acápites siguientes se han de indicar.

Otras reacciones, tales como la reacción álcali-agregado, el ataque por los sulfatos, o los procesos de congelación y deshielo, pueden debilitar o agrietar el concreto, reduciendo su capacidad de protección contra la corrosión.

Como ya se indicó, la carbonatación es un proceso químico que resulta de la combinación del anhidrido carbónico (CO_2)existente en el aire, con el hidróxido de calcio $Ca(OH)_2$ que constituye parte importante de la pasta, para formar carbonato de calcio ($CaCO_3$).

Esta carbonatación al incrementar la contracción por secado favorece el desarrollo de grietas. Igualmente reduce la alcalinidad del concreto, baja su pH, y también disminuye su efectividad como medio protector.

En concretos de buena calidad, adecuadamente consolidados y curados, la carbonatación no es muy profunda. Es en los concretos permeables o porosos, o en aquellos en los que el acero tiene muy poco recubrimiento, que la corrosión puede ser un problema debido a esta causa.

Causas tales como la reacción álcali-agregado; el ataque por los sulfatos; o los procesos de congelación; pueden debilitar o agrietar el concreto, reduciendo su capacidad de protección contra la corrosión.

El paso de corriente a través del concreto o el acero de refuerzo puede causar procesos corrosivos rápidos y muy serios. Tal flujo de corriente

frecuentemente es causado por pérdidas o escapes de corriente, o por fallas en los sistemas de aislamiento de los elementos eléctricos.

Este tipo de corrosión debe ser siempre considerado como una posibilidad en la vecindad de equipos de corriente continua, especialmente si hay un electrolito, tal como soluciones de cloruro de calcio o de sodio, en la masa de concreto o en contacto con él.

En relación con las corrientes parásitas o vagabundas, es necesario tener en consideración lo siguiente:

(a) Cuando se emplea cloruro de calcio como aditivo, la corrosión electrolítica del acero se acelera.

(b) Las barras de acero son corroídas en los puntos en que la corriente ingresa o abandona el concreto.

(c) Cuando el proceso de corrosión es por acción catódica se produce, adicionalmente, una disminución en la adherencia.

(d) En el proceso de corrosión por acción electrolítica anódica, las barras de acero son corroídas por oxidación y tienden a expandirse con destrucción del concreto.

La corrosión del acero de refuerzo también puede ser producida por un flujo de corriente eléctrica generada dentro del mismo concreto dado que en puntos diferentes de la armadura pueden ocurrir diferencias de potencial eléctrico debido a variaciones en el contenido de humedad, concentración de oxígeno o electrolitos, y contacto de metales diferentes.

Cuando ello ocurre se formarán celdas de corrosión a lo largo de las barras de acero, con un ánodo en el punto donde la corrosión ocurre y un cátodo en la zona donde no se presenta corrosión. La distancia entre un ánodo y un cátodo de una celda puede variar de unos pocos milímetros a seis metros, siendo mayor el daño a la estructura cuanto mayor es el potencial eléctrico.

Para la formación de una celda corrosiva se requiere un electrolito, oxígeno y humedad, pudiendo ser el electrolito cualquier sustancia capaz de conducir corriente eléctrica por flujo iónico. Es importante recordar que cualquier concreto húmedo contiene bastantes electrolitos como para conducir una corriente corrosiva y que, igualmente, cuanto más seco es el concreto menor es su conductividad.

De los conceptos anteriores se desprende que la exposición del concreto a humedeciento por aguas que contengan sales solubles (agua de mar, aguas sulfatadas, etc) es peligrosa; y que igualmente lo es la posibilidad que volúmenes excesivos de sales puedan ser incorporados al concreto al momento del mezclado, ya sea por aguas que contienen sales solubles, agregados que contienen sales, o empleo de aditivos fundamentalmente formados por sales de cloro.

Las celdas de corrosión pueden permanecer latentes o inactivas, aún en presencia de un electrolito, así si el hidrógeno liberado en el cátodo durante el proceso electroquímico no es removido por combinación con otro elemento, por ejemplo el oxígeno obtenible de la atmósfera.

Las celdas de corrosión pueden producir oquedades en el acero. La pérdida de sección debida a este proceso de carcoma es de mayor importancia en elementos delgados que en las barras de diámetro mayor. Igualmente, las celdas de corrosión pequeñas pueden estar latentes con mayores posibilidades de daño en las barras de diámetro menor, pero igualmente existen menores posibilidades que ellas produzcan daños en el concreto que las rodea.

Por otra parte, las grandes celdas pueden causar serias pérdidas de sección en las barras de diámetro mayor, desde que es más probable que las celdas mayores estén activas. Aún más, la producción permanente de productos de corrosión en una celda grande puede desarrollar suficiente presión como para poder romper el revestimiento de concreto, favoreciendo el reinicio y la mayor intensidad del ciclo corrosivo.

Los cloruros solubles cuando están presentes en el concreto armado pueden tener un efecto deteriorante sobre la estabilidad de la película de

protección del acero, dando por resultado disminución en la pasividad de éste.

Los cloruros pueden hallarse presente en el concreto armado debido al diseño, o inadvertidamente a través de la absorción del medio circulante. El empleo de cloruro de calcio como promotor de una resistencia temprana introduce cloruros solubles en el concreto.

Cuando un cloruro soluble, tal como el cloruro de calcio, está presente en el concreto fresco, la mayor parte de aquel reacciona con algunos constituyentes del cemento a temperatura normal para formar sustancias que tienen cloruro relativamente insoluble, con el resultado que menos iones cloro permanencen en solución. Aún así permanece un porcentaje residual de cloruro soluble el cual puede dar una apreciable concentración de cloruro en solución que puede originar corrosión en el acero embebido, aún cuando la cantidad de cloruro de calcio agregado inicialmente fuera del 0.25% en peso del cemento.

El porcentaje de cloruro de calcio en solución, el cual puede originar dicha corrosión, está influenciado por la composición de la mezcla, el porcentaje de cloruro añadido, y el incremento de temperatura. En la magnitud de la renovación del cloruro en la solución influye la composición del cemento, especialmente el contenido de aluminato tricálcico.

Los cementos portland resistentes al sulfato, con 1% de C3A, para ser agresivos al concreto necesitan por lo menos cuatro veces más cloruro en solución que el cemento portland normal con un contenido de 9% de C3A. Esto explica porque el cemento portland Tipo I ofrece una menor protección que el cemento portland resistente a los sulfatos Tipo V.

La ligera capa de óxido de fierro que rodea el acero puede ser suficiente para prevenir la corrosión y hacer el elemento metálico pasivo. Si por cualquier causa, incluída la acción del cloruro de calcio, dicha capa es destruída, podrá haber corrosión no importa cuan densa sea la cobertura de concreto.

El cloruro de calcio ha sido ampliamente utilizado en concreto armado y se ha investigado sus posibles efectos sobre la corrosión del acero de

refuerzo. Así, se ha encontrado que el efecto de la adición de 2% en peso de cloruro de calcio sobre la corrosión de barras de 3/8" embebidas en concretos densos y porosos es muy poco o ninguno si ellas tenían un recubrimiento no menor de 1/2" de concreto denso; y que con un recubrimiento denso de sólo 1/4" la corrosión debida al cloruro de calcio sólo se incrementaba ligeramente.

La corrosión es considerablemente mayor en las barras presentes en concretos porosos que contienen cloruro de calcio y son almacenados al exterior, que en especímenes comparables pero sin cloruro de calcio. Si bien alguna corrosión ha sido encontrada en barras con un recubrimiento de 1 1/2", la corrosión no significa serios problemas para el refuerzo de los espesores normalmente utilizados.

Como conclusión se ha determinado que el cloruro de calcio en escamas, en un porcentaje del 2% en peso del cemento, en un concreto denso y bien compactado, tiene poco efecto sobre el grado de corrosión del refuerzo. En concretos porosos o mal compactados, el cloruro de calcio puede incrementar la magnitud de la corrosión en relación con la que podría esperarse tenga lugar en ausencia de la sal.

Los resultados de obra confirman las conclusiones anteriores. En un concreto normalmente reforzado, de buena calidad y bien compactado, expuesto a un ambiente normal, no deberían presentarse problemas de corrosión debido al empleo de una cantidad razonable de cloruro de calcio.

Sin embargo, si el concreto no es de buena calidad, o no es colocado cubriendo totalmente todas las partes del acero, podrían presentarse serios problemas de corrosión. Más aún, si el concreto es expuesto a un medio potencialmente corrosivo, tal como humedad y sales, es recomendable no utilizar cloruro de calcio.

El cloruro de calcio deberá agregarse a la mezcla en forma tal que se asegure su distribución uniforme en todas las partes del concreto. La mejor forma de hacerlo es agregarlo a cada tanda, como parte del agua de la mezcla, en forma de un volumen predeterminado de una solución en agua de cloruro de calcio de concentración constante y conocida. No se recomienda agregar directamente el sólido químico a la tanda.

Existen opiniones diferentes en cuanto a la conveniencia del empleo de cloruro de calcio en elementos de concreto pretensado. Al respecto Roberts ha encontrado lo siguiente:

(a) Un contenido de 2% de cloruro de calcio en escamas, en peso del cemento, no puede ser utilizado de forma segura con cementos resistentes al ataque de sulfatos; y un porcentaje del 5% es peligroso con cualquier cemento;

(b) En especímenes de concreto curados al vapor y almacenados en el exterior después de ésto, con un contenido de 2% de cloruro de calcio, no es seguro emplear el cemento Tipo V y menos el Tipo I. En ausencia de cloruro de calcio, cualquier tipo de exposición muestra un nivel de corrosión muy bajo.

(c) Existe muy pequeña diferencia entre la extensión de la corrosión en cables tensados y no tensados, o entre cables con un recubrimiento de 1/2" ó 1".

(d) En tanto ocurre una pequeña corrosión en concretos de alta calidad sin cloruro de calcio, se presentará determinada corrosión si se emplea éste. La magnitud de la corrosión dependerá de la cantidad de cloruro de calcio, de la calidad del concreto, y de las condiciones de curado y almacenamiento.

(e) El curado al vapor no es recomendable en elementos de concreto pretensado que contengan cloruro de calcio.

El investigador Evans, complementando los estudios realizados por Robert, encontró que:

(a) Los concretos pretensados en los que se ha incorporado cloruro de calcio y han sido curados al vapor, presentan regiones localizadas de corrosión.

(b) En cuanto a la magnitud del proceso corrosivo, no se observa

mayor diferencia ya sea que se emplee cementos Tipo I ó Tipo V.

(c) En elementos de concreto curados al vapor se ha apreciado una corrosión importante cuando se ha empleado cloruro de calcio, la cual aparece tres horas después del curado al vapor. Sin el cloruro no se observó corrosión al efectuarse el curado al vapor hasta ocho horas.

(d) Con el curado es efectuado en agua caliente a 82ºC, utilizando cloruro de calcio, se presenta corrosión en mucha menor proporción que al utilizar un curado mediante vapor.

(e) Existe la posibilidad que el cloruro de calcio pueda causar corrosión en el concreto pretensado curado en forma normal.

Finalmente, Monfore y Verbeck indican, complementando las consideraciones anteriores, que:

(a) La corrosión debida a la presencia de cloruro de calcio puede ser apreciable aún si el concreto es almacenado en condiciones secas.

(b) Se puede presentar mayor corrosión en cables liberados de esfuerzo que en cables sometidos a éste.

Teniendo en consideración todas las condiciones aleatorias involucradas, el cloruro de calcio en sí o los aditivos que contengan cantidades significativas de éste no deberán ser utilizados en concreto pretensado; habiendo limitado la Norma E.060 su empleo a un límite máximo de 0.06% en peso del cemento.

De acuerdo a lo anteriormente expuesto, se pueden formular las siguientes recomendaciones:

(a) El cloruro de calcio no favorece la corrosión del refuerzo normalmente empleado en las construcciones de concreto armado siempre que se proporciones recubrimiento adecuado al

acero de refuerzo y se mantengan los porcentajes de ion cloro dentro de los valores indicados en la Norma E.060

(b) El cloruro de calcio no debe emplearse en concreto presforzado en porcentajes mayores que los recomendados en la Norma E.060, debido a que la posibilidad de corrosión del acero estructural es muy alta. Se recomienda de preferencia no utilizarlo.

(c) El cloruro de calcio no debe emplearse cuando se esperan corrientes parásitas o vagabundas en el concreto.

(d) Puede esperarse que el cloruro de calcio agrave la corrosión del metal galvanizado o el aluminio embebido en el concreto.

(e) No deberá emplearse en concretos que contengan cloruro de calcio combinaciones de metales, tales como conductores metálicos eléctricos con aleación de aluminio y acero de refuerzo.

(f) El agua de mar no debe ser utilizada como agua de mezcla en concreto armado o pretensado el cual va a estar expuesto a una atmósfera húmeda, ya que por su contenido de sales, especialmente cloruros, favorece la corrosión del refuerzo.

Existen evidencias que un porcentaje importante de sales solubles en el concreto, tal como aquellas que favorecen las eflorescencias, facilitan la corrosión del acero de refuerzo siempre que tal concreto esté sometido a condiciones de humedad, dado que ésta al penetrar en el concreto y disolver las sales da lugar a una disminución del pH con el consiguiente aumento en el riesgo de corrosión.

Los concretos densos y ricos, que dan baja absorción y permeabilidad, retardan el efecto corrosivo pudiendo inclusive dejar de ser éste importante.

Como una medida de precaución se recomienda que en concreto armado se evite materiales que puedan dar por resultado un alto contenido de

sales solubles en el concreto. Dentro de éste grupo se incluirían las arenas de origen marino y el empleo de agua de mar como agua de mezclado.

La magnitud de la corrosión aumenta con un incremento en la permeabilidad del concreto. Así, en este sentido, mezclas húmedas, compactación incompleta, juntas de construcción mal ejecutadas, y curado insuficiente, necesariamente conducen a que el concreto sea más permeable a la penetración de la humedad, aire y sales solubles y, por tanto, más suceptible a fallas por corrosión del acero de refuerzo.

6.- EL REVESTIMIENTO DEL CONCRETO

Desde el punto de vista de la corrosión del acero de refuerzo, son la composición y disponibilidad de la solución de poro, más que el concreto por sí mismo, los factores que controlan la corrosión. Por lo tanto, son los componentes del concreto que determinan el pH de la solución de poros, la porosidad total, y la distribución por tamaño de los poros, los que son de importancia para el proceso corrosivo.

Cuando el cemento Portland se hidrata, los silicatos de calcio reaccionan para formar silicatos de calcio hidratados e hidróxido de calcio [$Ca(OH)_2$]. Este último proporciona protección para la solución de poros, manteniendo el nivel de pH en 12.6. El pH es generalmente mayor que este valor (generalmente 13.5) debido a la presencia de los hidróxidos de sodio y potasio, los cuales son considerablemente más solubles que el hidróxido de calcio. Generalmente ellos están presentes en cantidades limitadas, sin embargo, las reacciones de carbonatación y puzolánicas reducen rápidamente el pH de la solución hasta el de la solución de hidróxido de calcio saturado.

Así, desde el punto de vista de la corrosión cuanto más alto es el contenido total de álcalis del cemento, es mejor la protección contra la corrosión. Por otra parte, pueden estar presentes en la mezcla agregados reactivos, los cuales podrían dar lugar a reacciones álcali-agregado expansivas y destructivas.

Para una relación agua-cementante dada, la fineza del cemento y de los componentes de la puzolana determinan la porosidad y la distribución por

tamaños de los poros en la mezcla. En general, aditivos minerales tales como las cenizas, escorias y microsílices reducen la porosidad. Los concretos que contiene dichos materiales presentan una considerable mejora en la resistencia a la penetración del cloruro del ambiente.

Sin embargo, si se emplea demasiada puzolana, todo el hidróxido de calcio será utilizado en la relación puzolánica, impidiendo la elevación del pH y permitiendo que éste descienda a niveles en los que el acero de refuerzo no tiene pasividad.

Tradicionalmente, la capacidad de un cemento para reaccionar con los iones cloruro se ha considerado que está directamente relacionada al contenido de aluminato tricálcico del cemento. Ello es debido a que el ion cloruro puede reaccionar para formar cloroaluminato insoluble. Sin embargo, los iones cloruro no pueden ser totalmente removidos de la solución por el ligante químico. Siempre se establece un equilibrio entre el ligante y el ion cloruro libre, así que aun en contenidos de C3A altos siempre habrá algún ion cloruro libre en la solución.

Hay evidencia de laboratorio importante en el sentido que una reacción con C_3A es solamente uno de muchos mecanismos para tener una remoción efectiva de los iones cloruro de la solución. En cementos Portland ordinarios no hay una relación directa entre la concentración de iones cloruro y el contenido de C3A. Sin embargo, hay una relación cualitativa con los contenido de (C_3A + C_4AF) y el pH de la solución de poros. Sin embargo, el cloruro es controlado por la presencia de cenizas aun si ellas no contienen C3A.

La literatura revisada contiene resultados contradictorios sobre el efecto de las microsílices sobre los cloruros, pero existe consenso general que cantidades limitadas de microsílice son beneficiosas en proporcionar resistencia a la corrosión inducida por cloruros, especialmente por su reducción de la permeabilidad del concreto. La absorción de cloruros puede presentarse para altos contenidos de cloruros en cementos mezclados en los cuales se presenta una estructura de poro muy fina.

Hay controversia entre los investigadores en relación con los efectos de materiales cementantes suplementarios, especialmente las cenizas, sobre la

magnitud de la carbonatación. Parece que la disminución en la capacidad de protección, por la reacción puzolánica, puede permitir la neutralización de la pasta por los gases atmosféricos en una magnitud más alta que la que podría ocurrir en concretos a base de cemento Portland. Este efecto es función de la magnitud y tipo de la ceniza y del procedimiento de curado.

La porosidad y la magnitud de penetración de elementos destructivos están directamente relacionados a la relación agua-material cementante. Para concretos de alta resistencia, la relación es generalmente menor de 0.4, y puede ser tan baja como 0.3 si se emplea aditivos superplastificantes. En general, una reducción en la relación agua-material cementante da por resultado una mejora en la resistencia a la corrosión. Los concretos densos y ricos, de baja absorción y permeabilidad, retardan el efecto corrosivo pudiendo éste dejar de ser importante.

A menos que ellos sean porosos, estén contaminados por cloruros o ambos casos, los agregados generalmente tienen poca influencia sobre la corrosión del acero de refuerzo en el concreto. La humedad libre de los agregados contribuirá al contenido de agua de la mezcla de concreto y, efectivamente, incrementará la relación agua-cementante si ello no es corregido por un ajuste en el agua de mezclado. La porosidad de la pasta que rodea el agregado es generalmente más alta que la de la pasta como conjunto.

Por lo tanto, si el tamaño del agregado es equivalente al del concreto que cubre el refuerzo, la habilidad del ion cloruro de alcanzar el refuerzo se intensifica. Si son empleados agregados reactivos, y los álcalis están presentes en el ligante, la reacción álcali-sílice puede tener lugar. Ello puede dañar el concreto y acelerar el proceso de corrosión en determinados ambientes.

Es recomendable que en concreto armado se eviten materiales que puedan dar por resultado un alto contenido de sales solubles en el concreto. Dentro de éste grupo se incluirán las arenas de origen marino y el empleo de agua de mar como agua de mezclado.

En la medida que se prolonga el tiempo de curado del concreto antes que él esté expuesto a un medio agresivo, mejor es su resistencia a la

penetración por cloruros o anhidrido carbónico. Esto es particularmente importante para cementos mezclados, especialmente aquellos que contienen cenizas, en los que la reacción puzolánica es mucho más lenta que las reacciones de hidratación de los cementos Pórtland. Como ya se ha indicado, a edades muy tempranas, los concretos con cenizas generalmente presentan menor resistencia a la penetración de los cloruros que un concreto preparado con un cemento Pórtland normal, mientras que a mayor madurez, los concretos con cenizas pueden tener propiedades superiores.

6.- INHIBIDORES DE CORROSION

Esta parte de este Capítulo se encuentra ampliamente detallada en el Anexo 2 "INHIBIDORES DE LA CORROSION" y en él se tratará en detalle, entre otros puntos, lo relativo a los anticorrosivos en el concreto armado. Aquí sólo no referiremos a aspectos generales. Diversos investigadores coinciden en que los más importantes y aceptables inhibidores de la corrosión son los cromatos, benzoatos y nitratos. En el mercado nacional se da preferencia a las pinturas anticorrosivas y esmaltes, principalmente debido a su bajo costo.

El concreto, tal como se indicará al final de este acápite, proporciona excelente protección al acero embebido en él, aunque en un limitado número de casos se ha informado que si las aguas de infiltración o de percolación encuentran un camino a través del concreto, ellas pueden remover o carbonatar el hidróxido de calcio.

La principal contribución a la corrosión del acero de refuerzo es la presencia de cloruros en el concreto. Esta presencia puede deberse a la exposición del concreto a ambientes salinos o agua de mar, exposición a suelos salinos desde los cuales los cloruros pueden alcanzar el acero por difusión a través del concreto, por ingreso de las soluciones descongelantes a través de las grietas o poros del concreto, o por el empleo de cloruro de calcio como aditivo.

Posiblemente debido al hecho que se reconoce que el concreto en si mismo es un excelente elemento de protección, y a que el empleo de las pinturas ha indicado que inhibidores tales como los cromatos no proporcionan protección bajo condiciones en las que los cloruros entran al

concreto, existe poca información en la literatura técnica en relación al empleo de aditivos inhibidores de la corrosión en el concreto.

Como ya se ha indicado, la reacción de los elementos metálicos con los no metálicos produce compuestos químicos en forma de óxidos y sales, los que se suele conocer como productos de la corrosión y que pueden acelerar, impedir, o no ejercer ninguna influencia sobre el curso de la corrosión. Por ejemplo, si las sustancias son muy insolubles y se depositan como película impermeable en contacto íntimo con la superficie metálica, la reacción de corrosión puede detenerse o retirarse; si son solubles o no se precipitan en la superficie, la velocidad de corrosión permanecerá inalterable; y si sólo una parte de la superficie está recubierta con productos de la corrosión, la acción corrosiva puede acelerarse en las zonas descubiertas, dando lugar a las llamadas picaduras.

El control de la corrosión se basa en la inhibición de las reacciones químicas que conducen a la destrucción del estado metálico. El carácter y extensión de las medidas preventivas adoptadas dependen de la naturaleza del metal y del ambiente al cual está expuesto. Hay otros métodos de control de la corrosión que consisten en la interposición de una película protectora entre el metal y el medio en el cual se encuentra. El detalle de los inhibidores de la corrosión se encuentra en el Anexo 2.

8.- CORROSION DE OTROS METALES EMBEBIDOS

El comportamiento del acero normal embebido en un medio corrosivo ha sido detallado en el Acápite 3. El hierro se ha empleado por décadas y ahora el acero es utilizado como refuerzo del concreto. Tuberías, cajas de electricudad y muchos otros elemento de acero son a menudo embebidos en el concreto.

En la inmensa mayoría de los casos, tanto el hierro como el acero deberán comportarse bien cuando ellos son recubiertos con concreto de 40 mm. ó más.

Si el concreto es demasiado poroso o está agrietado, o si el refuerzo ha sido colocado demasiado cerca de la superficie del concreto, el acero se

oxidará y manchará la superficie del concreto. Si la oxidación continúa, el óxido puede causar que el concreto falle. Las sales descongelantes agravan el efecto.

En las primeras etapas de la corrosión se puede observar en los poros del concreto y en los agrietamientos superficiales, unas manchas causadas por el óxido, generalmente con coloración rojiza o gris obscuro. Posteriormente se presenta un agrietamiento más notable que se produce en dirección paralela a los elementos de refuerzo, y una pérdida de adherencia entre el concreto y el acero. En casos avanzados se pueden formar en el concreto escamas, pudiendo este desgaste llegar al acero de refuerzo.

El comportamiento del acero presforzado embebido en un medio corrosivo se detalla en el Anexo 1 de este capítulo. El acero presforzado está sometido a la corrosión bajo las mismas circunstancias que podrían producir corrosión en el acero ordinario. Esto es que podría iniciarse un proceso corrosivo si su pasividad es lo suficientemente desmejorada y se activa una celda galvánica debido a diferencias en el pH, oxígeno o la concentración de cloruros. Igualmente el hidrógeno sulfurado humedecido podría causar la corrosión del acero pretensado. La corrosión del refuerzo presforzado es mucho más peligrosa que la del refuerzo normal, debido al rol mucho más importante que éste juega en la estabilidad de la estructura; siendo por ello la prevención de la misma mas importante a fin de evitar corrosión severa y, en algunos casos, fallas completas o el colapso de la estructura.

El aluminio se emplea ampliamente en un determinado número de objetos embebidos o adyacentes al concreto. Ellos incluyen cables, conductos eléctricos, uniones, postes, barandas, y marcos de ventanas. El no deberá deteriorarse significativamente en concretos razonablemente secos. El aluminio embebido en el concreto puede corroerse y agrietar el concreto. La posibilidad de corrosión es mayor si el concreto contiene acero en contacto con el aluminio, si existen cloruros en concentraciones apreciables, o si el cemento tiene un alto contenido de álcalis. Cuando el aluminio es puesto en contacto con el concreto fresco, los álcalis presentes deberán atacar el metal, debiendo el proceso disminuir significativamente hasta cesar si el concreto está suficientemente seco

Al aumentar el área de acero en relación con el área de aluminio, especialmente si los metales están en contacto y existe cloruros en contenidos apreciables, se incrementa la corrosión del aluminio. Igualmente, si al ponerse en contacto el concreto fresco con el aluminio se presenta gas hidrógeno, aumenta la porosidad y, por tanto, la posibilidad de futura penetración de agentes corrosivos. Si existe la posibilidad que el concreto permanezca húmedo, deberá aplicarse al aluminio una capa de protección antes de instalarlo.

El aluminio embebido en el concreto deberá protegerse de las corrientes eléctricas parásitas e ingualmente del contacto con otros metales disímiles a fin de prevenir el desarrollo de acción galvánica, la cual podría destruirlo y romper el concreto. Algunas aleaciones de aluminio son más suceptibles a este problema que otras. Los inhibidores de la corrosión, tales como el nitrito de calcio, han demostrado que mejoran la resistencia a la corrosión del aluminio en el concreto.

El plomo tiene alta resistencia a determinadas reacciones químicas, pero embebido en el concreto húmedo puede ser atacado por el hidróxido de calcio presente en el concreto fresco y destruirse al poco tiempo, siendo el ataque más rápido si el plomo está en contacto con el acero de refuerzo. El peligro desaparece después que el concreto endurece y es curado.

Se recomienda aplicar, a los artículos de plomo embebidos en el concreto, un recubrimiento protector a base de un material bituminoso, plástico, o de un material no afectable por el concreto húmedo. Generalmente la corrosión del plomo no afecta al concreto. En el pasado se han utilizado láminas de plomo en las juntas de pisos sujetos a tráfico pesado, debido a que ellas contribuían al adecuado funcionamiento de las juntas, absorviendo algo del impacto del tráfico y permitiendo a las juntas moverse. En la actualidad se recomiendan resinas epóxicas semirígidas en vez de plomo.

El cobre no es atacado normalmente por el concreto dado que es impermeable a los álcalis que se encuentran en éste, debiendo proporcionar buena protección, aún en concretos que permanecen humedecidos. La conveniencia de su uso se demuestra por el amplio y exitoso empleo en cobertura para protección del agua y para tuberías de cobre empotradas en el

concreto. Una de las condiciones que puede, potencialmente, deteriorar el cobre, es la difusión de una cantidad apreciable de cloruros del concreto a la superficie de los elementos de cobre.

Se ha informado de corrosión si está presente amoniaco; así como de pequeñas cantidades de nitratos los cuales pueden provocar agrietamiento debido a esfuerzos causados por la corrosión del cobre embebido en el concreto. Puede existir condiciones desfavorables si el concreto contiene acero de refuerzo conectado al cobre, siendo el acero el metal que se corroe.

El zinc reacciona con los materiales alcalinos del concreto. Algunas veces se incluye este metal intencionalmente en el concreto en forma de una capa galvanizada sobre el acero de refuerzo. Existen muchas reservas sobre la eficiencia de este procedimiento como método de control de la corrosión del acero.

Es recomendable que las barras galvanizadas se sumerjan en una solución de cromato, o que se empleee una proporción de 400 partes de cromato por millón en el agua de la mezcla para prevenir la evolución del hidrógeno en el concreto fresco. Además, se recomienda que el acero sin galvanizar y el galvanizado no estén en contacto, a fin de evitar el fenómeno de corrosión galvánica.

Se ha presentado corrosión y perforación de láminas galvanizadas corrugadas las cuales se emplean como encofrados permanentes en la base de techos de concreto o cubiertas de puentes. Por lo general estos daños se presentan únicamente en concretos con cantidades apreciables de cloruros, o en áreas en que las soluciones de cloruros drenan directamente sobre las láminas galvanizadas.

El zinc no deberá causar daño en contacto con un concreto bien curado y seco. Cuando está en contacto con concreto fresco, los álcalis reaccionan con la superficie del elemento de zinc para formar una película de zincato de calcio. Esta película de zinc impermeable se adhiere firmemente al zinc y el concreto y detiene en forma efectiva futuras corrosiones en la mayoría de las circunstancias. Los inhibidores de la corrosión, como el nitrato de calcio, han mostrado una mejora en la resistencia a la corrosión del zinc en el concreto.

Las aleacciones de cromo y niquel, así como las de plata y estaño, tienen comunmente buena resistencia a la corrosión dentro del concreto, aunque se sabe que ella podría disminuir en presencia de cloruros solubles; agua de mar; o sales descongelantes.

Los denominados aceros inoxidables de la Serie 300 pueden ser suceptibles de provocar agrietamientos debidos a esfuerzos generados por corrosión, cuando la temperatura es superior a 60C y existen soluciones de cloruros en contacto con el material.

Los plásticos tienen un uso creciente en el concreto en la forma de tuberías, pantallas, tapajuntas, así como un componente en el concreto. Muchos plásticos son resistentes a los álcalis fuertes y por tanto puede esperarse un comportamiento adecuado en el concreto. Sin embargo, debido a la gran variedad de plásticos y materiales componentes de ellos, deberá efectuarse ensayos específicos cuando se desee emplear alguno de ellos.

Las resinas epóxicas han sido empleadas exitosamente como revestimiento de barras de refuerzo y se analizarán en el acápite correspondiente.

La madera ha sido ampliamente empleada en o contra morteros y concretos. Tales usos incluyen la incorporación de polvo de aserrar, pulpa de madera, y fibra de madera en el concreto. El empleo de los materiales indicados da por resultado un fraguado lento y concretos de baja resistencia. La adición de cal hidratada en una cantidad igual a 1/3 á 1/2 el volumen de cemento es usualmente efectiva en minimizar esos efectos.

Igualmente, el empleo de cloruro de calcio dehidratado en peso del cemento ha ayudado a solucionar estos problemas. Sin embargo, el empleo de cloruro de calcio en tales concentraciones puede causar corrosión del metal embebido, y puede tener efectos adversos sobre el concreto en si mismo.

Otro problema que puede presentarse en el concreto es sus altos

cambios de volumen, los cuales ocurren con cambios en la humedad relativa ambiente. Estos cambios pueden conducir a hinchazón y agrietamiento.

Las maderas embebidas en el concreto algunas veces dan por resultado la destrucción de la madera por acción del hidróxido de calcio, con el consiguiente deterioro. Las maderas blandas, preferible con un alto contenido de material resinoso, se han reportado como las mejores para tal empleo.

En resumen se puede decir que el concreto de cemento portland puede proporcionar excelente protección contra la protección de acero embebido. Cuando la corrosión ocurre el costo de la reparación puede ser excesivamente alto. El empleo de concreto de alta calidad, adecuada cobertura sobre el acero, y un buen diseño, son prerequisitos si la corrosión debe ser minimizada.

La recomendación 222R del ACI proporciona un excelente sumario de las causas y mecanismo de la corrosión. Se incluye información sobre como proteger contra la corrosión en estructuras nuevas, así como el procedimiento a seguir para identificar ambientes corrosivos; e igualmente describe algunas medidas para situaciones en las que la corrosión ya ha ocurrido.

9.- PROTECCION CONTRA LA CORROSION EN ESTRUCTURAS NUEVAS

9.1.- INTRODUCCION

Las medidas que pueden ser tomadas en la construcción de concretos reforzados para proteger el acero de refuerzo contra la corrosión pueden ser divididas en tres categorías:

1. **Diseño y practicas constructivas que maximicen la protección ofrecida por el concreto.**

2. **Tratamientos que penetren o sean aplicados sobre la superficie de los miembros de concreto reforzado para prevenir el ingreso de iones cloruro en el concreto; y**

3. **Técnicas que previenen la corrosión del acero de refuerzo**

directamente

Dentro de la tercera categoría se tienen dos posibilidades, el uso de acero de refuerzo resistente a la corrosión o la nulidad de los efectos del ion cloruro sobre el refuerzo no protegido.

9.2.- DISEÑO Y PRACTICAS CONSTRUCTIVAS

Mediante un diseño cuidadoso y correctas practicas constructivas, la protección que proporciona el concreto al acero de refuerzo embebido puede ser optimizada. No es la sofisticación técnica del diseño estructural que determina la durabilidad de los miembros de concreto reforzado en un medio corrosivo, sino el detalle. La prevención de un drenaje adecuado y su remoción son de particular importancia. En miembros estructurales de concreto reforzado expuestos a cloruros y sujetos a humedecimientos continuos, el grado de protección contra la corrosión es determinado fundamentalmente por el espesor del recubrimiento de concreto y la permeabilidad de éste.

La protección contra la corrosión que proporciona el recubrimiento es una función de su espesor y la relación agua-cementante. Un recubrimiento de 2.5 cm no es adecuado, aún con una relación agua-cementante tan baja como 0.28; pero si añadimos microsílice, el recubrimiento es efectivo para dichos propósitos.

El tiempo de agrietamiento después de iniciada la corrosión es una función de la relación entre el recubrimiento y el diámetro de la varilla, el espaciamiento del refuerzo, y la resistencia del concreto. A pesar que el concreto de cemento Portland típico no es impermeable, un concreto con baja permeabilidad puede ser producido con el uso de materiales adecuados, incluyendo aditivos, baja relación agua-cementante, una buena consolidación y acabado, y un curado apropiado.

En concretos que están continuamente sumergidos, la magnitud de corrosión es controlada por la tasa de difusión del oxígeno, la cual no es afectada significativamente por la calidad del concreto o el espesor del recubrimiento. Como se mencionó anteriormente, es rara la corrosión del acero de refuerzo embebido en estructuras de concreto continuamente

sumergidas. En agua de mar, la permeabilidad del concreto a la penetración de cloruros se reduce por la precipitación del hidróxido de magnesio.

El debate continua sobre las cantidades permisibles de ion cloruro en el concreto; están los que no permitirían la presencia en absoluto de cloruros en el concreto y los que deben producir concretos en climas fríos, concreto prefabricado, y compañías de aditivos quienes preferirían las menores restricciones posibles. Un contenido nulo de cloruros no sería real, ya que ellos están presentes naturalmente en la mayoría de los materiales con los que se fabrica el concreto. Sin embargo, el riesgo de corrosión aumenta a medida que el contenido de cloruros se incrementa.

Cuando este contenido excede cierto valor, la corrosión ocurrirá solo si existe oxígeno y humedad que colaboren con las reacciones de corrosión. No es posible establecer un solo contenido de cloruros debajo del cual el riesgo de corrosión sea despreciable para todos los componentes de la mezcla y bajo diferentes exposiciones.

Existen dos métodos analíticos especiales que determinan el contenido total de cloruros, ya sea en el concreto fresco, en el concreto endurecido, o en cualquiera de los componentes de la mezcla. Estos métodos determinan el total de cloruros, cloruros solubles en ácido y cloruros solubles en agua.

a) El cloruro soluble en ácido es, generalmente, pero no necesariamente, igual al cloruro total. Este método mide los cloruros que son solubles en ácido nítrico.

b) El método de cloruros solubles en agua mide los cloruros extraíbles en agua bajo condiciones definidas. El resultado obtenido varía con el procedimiento de ensayo analítico, particularmente con respecto al tamaño de la partícula, el tiempo de extracción, la temperatura, la edad y el medio de exposición del concreto.

Es importante distinguir entre contenido de cloruros, contenido de cloruro de sodio, contenido de cloruro de calcio, o cualquier otro contenido de sales. En este trabajo, todas las referencias corresponden a la cantidad de

iones cloruro solubles en ácido (Cl^-)

Lewis reportó que ocurría corrosión cuando el contenido de cloruros era de 0.33% de cloruros solubles en ácido o de 0.16% de cloruros solubles en agua en una extracción en agua de 2 horas. El agua de poro en muchos concretos de cemento Pórtland típicos, hechos con cementos con alto contenido de álcalis, es una solución cargada de hidróxidos de potasio y sodio con un pH que se aproxima a 14, mucho mayor que el valor de 12.4 cuando está saturado con hidróxido de calcio.

Debido a que la pasividad del acero embebido está determinada por la relación entre las concentraciones de los iones hidroxilo y cloruro, las cantidades de cloruro que pueden ser toleradas en el concreto son mucho mayores que las que causarán corrosión en una solución saturada de hidróxido de calcio.

Investigaciones hechas por la Federal Highway Administration (FHWA) en 1976 mostraron que el límite de corrosión en un concreto endurecido sujeto a fuentes externas de cloruros es de 0.20% de cloruros solubles en ácido. Un estudio posterior (1987) demostró que dicho valor debería ser 0.21% por masa de cemento.

El contenido promedio de cloruro soluble en agua en el mismo concreto debe ser de 75 a 80% del cloruro soluble en ácido. Este valor fue posteriormente confirmado por estudios en campo en plataformas de puentes, los cuales mostraron que bajo algunas condiciones un contenido de cloruro soluble en agua tan bajo como 0.15%, o 0.20% de cloruro soluble en ácidos, es suficiente para iniciar la corrosión del acero embebido en un concreto expuesto a cloruros cuando está en servicio.

Al determinar un límite en el contenido de cloruros de los componentes de la mezcla, muchos factores necesitan ser considerados. El contenido de cloruros solubles en agua no es una fracción constante del contenido de cloruros solubles en ácidos; este varía con la cantidad de cloruros en el concreto, los componentes de mezcla, y el método de ensayo. Todos los materiales utilizados en el concreto contienen algunos cloruros, y el contenido de cloruros soluble en agua en el concreto endurecido

varía con la composición del cemento.

A pesar de que los agregados generalmente no contienen cantidades significativas de cloruros, hay excepciones. Algunos agregados, particularmente los que provienen de áreas áridas o son dragados del mar, pueden contribuir de forma significativa con suficientes cloruros para que el concreto inicie el proceso de corrosión.

El valor límite de la corrosión por cloruros depende de si es que el cloruro está presente en los componentes de la mezcla o penetra el concreto endurecido por fuentes externas. Cuando el cloruro es añadido a la mezcla, una parte de éste se combinará con la pasta de cemento hidratado. La cantidad de cloruros que forman cloroaluminatos de calcio es una función del contenido de C_3A del cemento. Los cloruros añadidos a la mezcla también tienden a ser distribuidos uniformemente y, por lo tanto, no tienen una tendencia a crear celdas de concentración.

Recíprocamente, cuando los cloruros penetran la superficie del concreto endurecido, cerca del acero de refuerzo no existirán contenidos de cloruro uniformes ya que habrán diferencias en las concentraciones de los cloruros en la superficie de concreto, diferencias locales de permeabilidad, y variaciones en el espesor del recubrimiento hacia el acero de refuerzo.

Todos estos factores promueven diferencias de oxígeno, humedad, y contenidos de ion cloruro en el recubrimiento que rodea cada pieza de acero de refuerzo. Además, la mayoría de miembros estructurales de concreto reforzado tienen el refuerzo conectado eléctricamente debido a que los elementos que posicionan y aseguran el acero de refuerzo, tal como los estribos, permiten un contacto metal con metal. La diferencia en concentraciones de cloruro dentro del concreto crea una celda de corrosión macroscópica que puede poseer una relación cátodo-ánodo mucho mayor que acelera la magnitud de corrosión.

En estudios realizados donde se añadió cloruro de sodio a los componentes de la mezcla, ocurrió un incremento sustancial en la tasa de corrosión entre 0.4 y 0.8% de cloruro por masa de cemento, a pesar que las condiciones de humedad de los especimenes de ensayo no fueron claramente

definidas. Otros investigadores sugieren que el nivel crítico de cloruros en los componentes de mezcla para que se inicie la corrosión es de 0.3%, y que este valor tiene un efecto similar al 0.4% de cloruros que penetran el concreto endurecido por fuentes externas. En estudios donde se añadió cloruro de calcio al concreto, la concentración de iones cloruro en la solución de poro permaneció muy elevada durante el primer día de hidratación. A pesar que este disminuyó rápidamente, una concentración sustancial de ion cloruro permaneció en la solución indefinidamente.

La corrosión del acero pretensado es generalmente de mayor preocupación que la corrosión del refuerzo no pretensado debido a la posibilidad que la corrosión cause una reducción local en la sección transversal del acero y éste falle. Debido a la mayor vulnerabilidad y las consecuencias de la corrosión en el acero pretensado, los límites de cloruros son menores que los de los concretos reforzados.

Los límites de cloruros presentados en las Tablas del acápite 3 para concretos en nuevas construcciones, expresados como porcentaje por masa del cemento Pórtland, son recomendados para minimizar el riesgo de corrosión inducida por cloruros.

Normalmente, en los materiales del concreto se ensaya su contenido de cloruros, tanto por el ensayo soluble en ácido, descrito por la Norma ASTM C 1152, como por el ensayo soluble en agua, descrito por la Norma ASTM C 1218. Si los materiales no reúnen los límites dados en la tabla, entonces deben ser ensayados usando el Método de ensayo Soxhlet (ACI 222.1) el cual mide solamente aquellos cloruros que contribuyen al proceso de corrosión, y además permite el uso de algunos agregados que no serían permitidos si solo se usarán los ensayos ASTM C 1152 y ASTM C 1218. Si los materiales del concreto fallan este ensayo, entonces son desechados.

En muchas condiciones de exposición, como autopistas y estructuras de parqueo, ambientes marinos, y plantas industriales donde están presentes los cloruros, será necesario protección adicional contra la corrosión del acero de refuerzo embebido.

Debido a que el oxígeno y la humedad son necesarios para la corrosión

electroquímica, hay algunas condiciones de exposición donde la corrosión no ocurrirá a pesar de que los niveles de cloruros excedan los valores recomendados. Por ejemplo, el concreto reforzado que se encuentra continuamente sumergido bajo agua de mar raramente exhibe daño por corrosión debido a la insuficiente presencia de oxígeno. Si parte de un miembro de concreto reforzado está sobre agua de mar y parte debajo, la porción sobre ésta puede promover una corrosión significativa de la parte baja debido a una celda de concentración de oxígeno.

De forma similar, donde el concreto esté continuamente seco, como el interior de los edificios, hay muy poco riesgo de corrosión por parte de los iones cloruro presentes en el concreto. Las locaciones interiores que son humedecidas ocasionalmente, como la cocina y los cuartos de lavandería son sus susceptibles a daños por corrosión. El diseñador tiene poco control sobre los cambios en el uso o el ambiente de servicio de un edificio, pero el contenido de cloruros de los componentes del concreto pueden ser controlados.

Algunos o todos los iones cloruro insolubles en agua del concreto, como los combinados con el C_3A, podrían llegar a ser solubles en agua después de un determinado tiempo debido a reacciones con el carbonato o sulfato que remueven o liberan el cloruro en el componente insoluble del concreto y lo liberan dentro del agua de poro.

Una corrosión mucho más severa puede ocurrir si el concreto contiene iones cloruro, particularmente si hay un contacto eléctrico (metal con metal) entre el aluminio y el acero de refuerzo debido a que se crea una celda galvánica, dando como resultado el agrietamiento. Se recomienda el uso de revestimientos de protección orgánica donde se deba usar aluminio y donde no resulte práctico evitar la contaminación por cloruros.

Donde el concreto estará expuesto a cloruros, el concreto deberá hacerse con la menor relación agua-cementante y con una buena consolidación. Los efectos de la relación agua-cementante y del grado de consolidación sobre la tasa de ingreso de los iones cloruro se muestran en las Fig. 3.1 y 3.2. Un concreto con una relación agua-cementante de 0.40 resiste la penetración de sales descongelantes mucho mejor que concretos con

relaciones de 0.50 o 0.60. Sin embargo, una baja relación agua-cementante no asegura una permeabilidad baja.

El ACI 201.2R recomienda un recubrimiento mínimo de 5 cm para el acero en plataformas de puentes si la relación agua-cementante es de 0.40 y un recubrimiento mínimo de 6.5 cm si la relación agua-cementante es de 0.45. Aun mayores recubrimientos, o tratamientos adicionales contra la corrosión, pueden ser requeridos en algunos ambientes. Estas recomendaciones pueden ser aplicadas a otros componentes de estructuras de concreto reforzado similarmente expuestos a iones cloruro y ciclos de humedecimiento y secado.

Aún cuando el recubrimiento recomendado sea especificado, las tolerancias en la colocación del acero de refuerzo, el método de construcción, y el nivel de inspección deberán ser considerados para asegurar la correcta función del recubrimiento.

El rol de las grietas en la corrosión del acero de refuerzo es controversial. Existen dos puntos de vista; uno es que las grietas reducen la vida de servicio de las estructuras de concreto reforzado al permitir una penetración profunda y rápida de la carbonatación y a la vez es un medio de acceso de los iones cloruro, humedad, y oxígeno al acero de refuerzo. Las grietas aceleran el ataque de los procesos de corrosión, y al mismo tiempo, proporcionan el espacio para la deposición de los productos de la corrosión.

El otro punto de vista es que mientras las grietas podrían acelerar la corrosión, tal corrosión puede ser localizada. Debido a que los iones cloruro con el tiempo penetran concretos no agrietados e inician la difusión de la corrosión del acero de refuerzo, el resultado es que después de pocos años en servicio hay poca diferencia entre la cantidad de corrosión entre un concreto agrietado y no agrietado.

La discrepancia de los puntos de vista puede ser parcialmente explicada por el hecho que el efecto de las grietas es una función de su origen, ancho, profundidad, espaciamiento y orientación. Donde la grieta es perpendicular al refuerzo, la longitud corroída de las barras de refuerzo interceptadas no será mayor de tres veces el diámetro de las barras. Las grietas que siguen la dirección de las barras de refuerzo (como puede ser el

caso de una grieta de fraguado) son mucho más perjudiciales debido a que la longitud de corrosión de la barra es mayor y la resistencia del concreto al agrietamiento se reduce.

Diversos estudios han mostrado que grietas menores a 0.3 mm de ancho tienen poca influencia sobre la corrosión del acero de refuerzo. Otras investigaciones han mostrado que no hay relación entre el ancho de la grieta y la corrosión, sin embargo, un estudio mostró que grietas muy juntas pueden causar grandes magnitudes de corrosión mientras éstas sean más anchas y espaciadas. No hay relación entre el ancho de la grieta en la superficie y su ancho interno. Por lo tanto, el control del ancho de las grietas en la superficie en las normas de construcción no es el mejor acercamiento desde el punto de vista de la durabilidad.

Para el propósito de diseño, es útil diferenciar entre grietas controladas y no controladas. Las grietas controladas pueden ser razonablemente predecibles por el conocimiento de las secciones y las cargas del elemento, siendo generalmente angostas. En las grietas perpendiculares al refuerzo principal, la condición necesaria para controlar las grietas es una cantidad suficiente de acero de refuerzo que permite que el acero permanezca plástico bajo todas las condiciones de carga, por lo tanto, el agrietamiento debe ocurrir después que el concreto ha alcanzado la resistencia requerida.

Las grietas no controladas son generalmente anchas y causan preocupación, particularmente si están activas. Ejemplos de ello son las grietas que resultan del encogimiento plástico, del fraguado, o de una condición sobrecarga. Se deben tomar medidas para evitar su ocurrencia, o de no poder evitarlas, deben ser inducidas en lugares donde no sean de importancia o se pueda lidiar con ellas, como por ejemplo sellándolas.

9.3.- METODOS PARA EVITAR EL INGRESO DE ION CLORURO

Las membranas a prueba de agua han sido usadas para minimizar el ingreso de iones cloruro en el concreto. Una barrera en contra del agua también actuará como una barrera contra cualquier cloruro disuelto externo. Algunas membranas ofrecen una considerable resistencia a los cloruros y la humedad, aún cuando haya presencia de burbujas o grietas.

Los requerimientos para un sistema a prueba de agua ideal son:

- **.- Ser fácil de instalar;**
- **.- Tener buena adherencia con la superficie;**
- **.- Ser compatible con todos los componentes del sistema incluyendo la subase, la parte inferior, el primer revestimiento, adhesivos, y la capa superior (cuando se utiliza); y**
- **.- Mantener la impermeabilidad a los cloruros y humedad bajo condiciones de servicio, especialmente temperaturas extremas, movimientos de grietas, envejecimiento, y cargas sobre impuestas.**

El número de tipos de productos manufacturados que satisfacen estos requerimientos hacen difícil la generalización, a pesar que una de las más útiles es la distinción entre los sistemas de láminas preformadas y los materiales de aplicación líquida.

Las láminas preformadas son formadas en condiciones de fábrica pero son generalmente difíciles de instalar, generalmente requieren de adhesivos, y son altamente vulnerables a la habilidad con que son colocadas. A pesar de que es más difícil controlar la calidad de aplicación de los sistemas líquidos, son más fáciles de aplicar y son menos costosos.

Su comportamiento en obra depende no solo del tipo de material a prueba de agua usado, sino también de la habilidad de colocación, condiciones de temperatura, detalles en el diseño, y el ambiente de servicio. La experiencia los ha catalogado desde satisfactorios hasta completos fracasos teniendo en ese caso que ser removidos.

El ampollamiento, el cual afecta tanto el comportamiento de las láminas preformadas como el de los materiales de aplicación líquida, es el mayor problema que se encontraría al aplicar las membranas a prueba de agua. Esto es causado por la expansión de gases, solventes, o humedad atrapados en el concreto después de la aplicación de la membrana. La frecuencia con que se presenta el ampollamiento es controlada por la porosidad y el contenido de humedad del concreto y por condiciones atmosféricas.

El agua o el vapor de agua no son necesarios para que este fenómeno se presente, pero generalmente son un factor contribuyente. Las ampollas podrían resultar de un incremento en la temperatura del concreto o de la disminución de la presión atmosférica durante o poco después de la aplicación de la membrana. La rápida expansión del vapor durante la aplicación en caliente de algunos productos causa perforaciones en la membrana.

Las membranas pueden ser instaladas sin ampollas si las condiciones atmosféricas son apropiadas durante el período de curado. Una vez curadas, la adhesión de la membrana al concreto es suficiente para resistir la formación de ampollas. Para asegurar una buena adhesión, la superficie de concreto debe ser adecuadamente preparada, secada, y debe estar libre de membranas de curado, y contaminantes como algunos aceites. Sellar el concreto antes de aplicar las membranas es posible pero raramente práctico. Donde la membrana va a ser cubierta, por ejemplo con una capa protectora, el riesgo de la formación de ampollas puede reducirse minimizando el tiempo entre la colocación de la membrana y la sobrecapa.

La impregnación con polímeros es otro procedimiento para evitar el ingreso de ion cloruro y consiste en llenar algunos de los vacíos en el concreto endurecido con un monómero y polimerizarlo en sitio. Los estudios de laboratorio han demostrado que el concreto impregnado con polímero (PIC) (ACI 548.1R) es fuerte, durable y casi siempre impermeable.

Las propiedades de dicho concreto son determinadas por la carga de los polímeros en el concreto, la cual se logra secando el concreto hasta remover casi toda el agua evaporable, removiendo el aire mediante técnicas de vacío, saturando con un monómero bajo presión, y polimerizando el monómero mientras simultáneamente se previene la evaporación del monómero. La necesidad de un secado completo y el subsiguiente agrietamiento en las aplicaciones a gran escala, además del alto costo, han impedido que esta técnica sea una solución práctica contra el ingreso de cloruros.

La sobrecapa de concretos polímeros es otro procedimiento empleado

y consiste de agregados en un ligante polímero. Los ligantes comúnmente empleados son el poliéster, los acrílicos y los epoxys. La sobrecapa puede ser colocada ya sea por roseado de la resina sobre la losa de concreto y colocación del agregado en la resina, o por premnezclasdo de todos los ingredientes y colocación del concreto polímero.

Los concretos polímeros tienen fraguados rápidos, pueden ser formulados para una amplia variedad de resistencias y flexibilidad, son altamente resistentes a la abrasión y son resistentes a la penetración del agua y de los cloruros. Generalmente se les coloca en capas de espesor de 5 a 40 mm.

La alta contracción y el alto coeficiente de expansión térmica hace a algunas resinas incompatibles con el concreto de las losas. Por lo tanto, se requiere una cuidadosa selección del polímero ligante y de la granulometría de los agregados. Información adicional de los concretos con polímeros se da en el ACI 548.5R.

Muchos monómeros tienen poca tolerancia a la humedad y a las bajas temperaturas cuando son aplicados; por lo tanto, la parte inferior deberá estar seca y con una temperatura superior a 4 C. Un mezclado inadecuado de los dos (o más) componentes del polímero ha sido una fuente común de problemas en obra. Tanto la parte inferior del concreto como el agregado deberán estar secos a fin de no inhibir la polimerización.

Una buena adherencia del polímero puro se obtiene generalmente aplicando calor al concreto polímero. El agrietamiento es un fenómeno común en las membranas que puede causar problemas en la sobrecapa del concreto polímero. Recientemente, se ha experimentado con sobrecapa de polímero que se basan en monómero poli-estileno que han sido colocadas empleando equipo de acabado pesado para compactar y dar acabado al concreto.

Los trabajadores deberán tener equipo de protección cuando trabajen con polímeros debido a la posibilidad de dermatitis o de alergias. Los fabricantes recomiendan un almacenamiento seguro y un manejo adecuado de los productos químicos.

La sobrecapa de concreto de cemento Pórtland sobre un concreto

reforzado nuevo se aplica como parte de una construcción en dos etapas. La sobrecapa puede ser colocada antes que el concreto de la primera etapa haya fraguado, o pocos días después, en tal caso se usa una capa adherente entre las dos capas de concreto. La ventaja de la primera alternativa es que el tiempo total de construcción es corto, no se requiere una preparación minuciosa del sustrato , y los costos son bajos. En la segunda alternativa, la cubierta de concreto al acero de refuerzo puede ser adecuadamente colocada y pequeñas tolerancias de construcción alcanzadas dado que las deflexiones por carga muerta de la sobrecapa son muy pequeñas.

No importa que secuencia de construcción es usada, los materiales son incorporados en la sobrecapa para proporcionar propiedades superiores, tales como mejoras en la resistencia a la penetración de sales y en la resistencia al desgaste y deslizamiento. Cuando la segunda capa de concreto es colocada después que la primera ha endurecido, se requiere limpieza con arena o chorros de agua, a fin de remover la lechada y producir una superficie limpia, rugosa y sana. Los compuestos de curado a base de resinas no deberán ser empleados durante la construcción de la primera etapa, dado que ellos impiden la adherencia y son difíciles de remover.

El lavado con ácidos fue un medio común de la preparación de la superficie, pero en la actualidad prácticamente está en desuso debido a la posibilidad de la contaminación del concreto con cloruros y a la dificultad de disponer o eliminar el agua de lavado.

También se presenta un debilitamiento de la superficie, lo que da lugar a que la preparación remueva el material superficial blando.

Diferentes tipo de concreto han sido empleados como sobrecapa, incluyendo los concretos convencionales, los concretos que contienen fibra de acero y los concretos de sellado interno. Dos tipos de concretos, aquellos que contienen microsílices y aquellos concretos modificados con látex, que han sido diseñados para ofrecer máxima resistencia a la penetración del ion cloruro, están siendo en la actualidad usados con más frecuencia.

El comportamiento de las sobrecapas de concreto modificadas con microsílice ha sido considerado como muy adecuado debido a que se emplea

bajos asentamientos y es mucho más fácil para consolidar y acabar. Empleando microsílices y un superplastificante se puede obtener baja permeabilidad al ingreso de cloruros. Solamente un contenido moderado de cementos se necesita para producir una relación agua-cementante por debajo de 0.40 debido a la habilidad del superplastificante para reducir en forma importante los requerimientos del concreto. El concreto deberá tener aire incorporado si él es empleado en bajas temperaturas.

Siguiendo la preparación del concreto de la primera capa, se imprime una lechada de mortero o de pasta de cemento en la base del concreto justo antes de la aplicación del concreto de sobrecapa. Normalmente la base del concreto no debe ser prehumedecida. El curado es realizado en la misma forma que un concreto convencional. Debido a la importante reducción en la exudación, la posibilidad de agrietamiento por contracción plástica se incrementa, por lo tanto, es importante un curado temprano y adecuado.

El concreto modificado con látex es un concreto convencional de cemento Pórtland con la adición de un látex polímero. El látex es una dispersión coloidal de partículas de polímero en agua. Las partículas son estabilizadas para prevenir la coagulación y se adicionan aditivos anti-aireantes a fin de prevenir un excesivo contenido de aire atrapado durante el mezclado. El agua de dispersión en el látex ayuda a hidratar el cemento y el polímero proporciona propiedades ligantes suplementarias que permiten obtener concretos con una baja relación agua-cementante, buena durabilidad, buenas características de adherencia y un alto grado de resistencia a la penetración por iones cloruro. Todas las mencionadas son propiedades deseables de una sobrecapa de concreto.

El estireno-butadieno ha sido comúnmente empleado, aunque las formulaciones acrílicas se están volviendo más populares. La magnitud de adición del látex es de aproximadamente 15% del látex sólido por masa de cemento.

El procedimiento de construcción para concretos modificados con látex es similar al de los concretos modificados con microsílice con modificaciones menores. Las principales diferencias son:

a) **El concreto de base deberá ser pre-humedecido por lo menos una hora antes de la colocación de la sobrecapa, debido a que el agua ayuda a la penetración de la base y demora la formación de la película de látex;**

b) **El equipo de mezclado deberá tener un dispositivo que permita almacenar y dispersar el látex;**

c) **No se requiere un aditivo incorporador de aire para resistir los procesos de congelación y deshielo;**

d) **Se requiere una combinación de curado inicial y algo de hidratación del cemento portland y secado al aire para dar lugar a la coagulación del látex. Un tiempo de curado típico es de 24 a 72 horas de curado húmedo, seguido por lo menos de 72 horas de curado seco. Las temperaturas de curado deben estar sobre los 13°C debiéndose extender el período de curado para temperaturas menores de 7°C, recomendándose que en general no se trabaje por debajo de esta temperatura.**

Los climas cálidos dan lugar a rápidos secados de los concretos modificados con látex, lo cual hace su acabado difícil. En forma similar a las microsílices, el látex reduce la exudación y favorece el agrietamiento por contracción plástica. Algunos contratistas recomiendan colocar la sobrecapa de noche para evitar estos problemas.

El atrapado de una excesiva cantidad de aire durante el mezclado ha sido también un problema en obra, lo que ha dado lugar a que muchas especificaciones limiten el contenido total de aire a 6.5%. Los altos contenidos de aire reducen las resistencias por flexión, compresión y adherencia de la sobrecapa.

Cuando se aplica una textura al concreto para impartir resistencia al deslizamiento, el tiempo de aplicación de la textura es crucial. Si se aplica demasiado rápido, las esquinas de las losas colapsan debido al flujo del concreto. Si la operación de texturado es demorada hasta después que la película de látex se forma, puede resultar agrietamiento.

El alto precio de los materiales y el mejor comportamiento de los concretos modificados con látex en el control de la penetración del cloruro han permitido que los concretos modificados con látex tengan espesores de recubrimiento más delgados que la mayoría de los concretos de bajo asentamiento. Los espesores típicos son de 40 a 50 mm.

Aunque las sobrecapas de látex modificado fueron usadas desde 1957, la mayoría de ellas han sido colocadas desde 1975. El comportamiento ha sido satisfactorio aunque se ha reportado pérdidas de adherencia y agrietamiento extenso, especialmente para sobrecapas de 20 mm de espesor, las cuales no fueron aplicadas al momento de la construcción de la capa original. La deficiencias más seria reportada ha sido la presencia de grietas de contracción plástica en la sobrecapa.

Se ha encontrado que muchas de estas grietas no se extienden a través de la sobrecapa y aparentemente no actúan contra un adecuado comportamiento. Adicional información sobre los concretos modificados con látex se encuentra en las recomendaciones ACI 548.3R y ACI 548.4R.

9.4.- METODOS PARA EL CONTROL DE LA CORROSION

La susceptibilidad frente a la corrosión de acero de refuerzo no pretensado no es significativamente afectada por su composición química, propiedades de tensión, o por su nivel de esfuerzos. En consecuencia, para prevenir la corrosión del acero de refuerzo en un medio corrosivo, se puede utilizar refuerzo preparado con un material no corrosivo o acero de refuerzo no pretensado, los cuales deberán ser revestidos para aislar el acero del contacto con oxígeno humedad y cloruros. La corrosión de refuerzos también puede ser mitigada a través del empleo de inhibidores de corrosión o la aplicación de protección catódica.

El acero comúnmente empleado como acero de construcción no tiene un buen comportamiento en concretos que contienen humedad y cloruros, dado que ambos no son adecuados para el refuerzo. El acero inoxidable se ha empleado para aplicaciones especiales, especialmente en paneles de concreto pre fabricado, pero en la actualidad el costo relativamente alto del material no

favorece su aplicación en la mayoría de las aplicaciones de acero no pretensado.

Las barras de acero inoxidable han sido evaluadas en estudios efectuados por la FHWA, habiéndose encontrado que se reduce la frecuencia de las grietas inducidas por corrosión en los ensayos de losas, pero no se previene ésta. Sin embargo, no se ha podido determinar en que oportunidad las grietas fueron debidas a la corrosión del acero dulce o a la corrosión del acero que tiene como base el carbón.

Los revestimientos metálicos para el acero de refuerzo caen en dos categorías: de sacrificio o nobles. En general, aquellos metales con potencial de corrosión negativo mayor que el acero (menos noble) tales como el zinc o el cadmio, dan protección de sacrificio al acero si el revestimiento es dañado dado que se forma una cupla galvánica en la cual el revestimiento es el ánodo.

En los revestimientos nobles, tales como el cobre y el níquel, la protección del acero dura tanto en la medida que el revestimiento no se rompe, debido a que el acero expuesto es anódico al revestimiento. Aún cuando el acero no esté expuesto pueden ocurrir macroceldas de corrosión en el revestimiento mediante un mecanismo similar al de la corrosión en los aceros no revestidos.

El níquel, el cadmio y el zinc son capaces de demorar y, en algunos casos, prevenir la corrosión del acero de refuerzo en el concreto, pero usualmente solo pueden conseguirse barras de refuerzo galvanizadas (revestidas con zinc). Los resultados del comportamiento de barras de refuerzo galvanizadas han estado en conflicto en muchos casos extendiendo el tiempo de agrietamiento de las muestras de laboratorio, en otros reduciéndolo y, en algunos casos, dando resultados combinados.

Es conocido que el zinc deberá corroer en el concreto y que picaduras pueden presentarse bajo condiciones de exposición no uniforme en la presencia de altas concentraciones de cloruros.

Estudios de obra de barras galvanizadas embebidas por muchos años, ya sea en un ambiente marino o expuestas a sales descongelantes han fallado

en mostrar alguna deficiencia. Sin embargo, en esos estudios, las concentraciones de cloruro a nivel del acero de refuerzo fueron bajas, lo que impide que su efectividad pueda ser establecida en forma concluyente. Los estudios marinos y los acelerados en obra han demostrado que la galvanización deberá demorar la presencia del descascaramiento pero no prevenirla.

En general, aparentemente solamente un ligero incremento en la vida de servicio deberá ser obtenido en un ambiente con alta concentración de cloruros. Cuando se emplea barras galvanizadas, todas aquellas que están presentes en la corrosión expuesta de la estructura deberán ser revestidas con zinc para prevenir una reacción galvánica entre el acero revestido y no revestido.

Numerosos revestimientos no metálicos para acero de refuerzo han sido evaluados, pero únicamente los revestimientos con epoxy se han producido comercialmente y son ampliamente usados. Los aislamientos por revestimiento con epoxy impiden el contacto del acero con el oxígeno, humedad y cloruros e inhiben el paso de una corriente producida eletroquímicamente.

El proceso de revestimiento del acero de refuerzo con el epoxy consiste en la aplicación de un polvo epoxy muy finamente dividido aplicado electrostáticamente, a barras cuidadosamente limpias y calentadas. La integridad del revestimiento es monitoreada por detectores eléctricos y su resistencia al agrietamiento durante los ensayos de doblado se determina empleando los procedimientos que se detallan en la Norma ASTM A 775. El empleo de acero de refuerzo revestido con epoxy se ha incrementado sustancialmente desde su primer uso en 1973. The Concrete Reinforcing Steel Institute (CRSI) ha implementado un programa de certificación voluntaria para aquellas plantas que aplican revestimientos epoxy. Este programa fue desarrollado para proporcionar una certificación independiente que permita certificar que una planta determinada y su personal están equipados y entrenados para producir acero de refuerzo revestido de acuerdo con los últimos estándares de la industria. El propósito de esta certificación es asegurar un alto nivel de excelencia en la operación de las plantas, cooperar con la gerencia, y proporcionar un reconocimiento a las plantas que han

demostrado un alto nivel.

La principal dificultad en el empleo de barras revestidas con resinas epoxy es prevenir el daño en el revestimiento durante el transporte y manejo de las barras. Específicamente, los daños pueden ser consecuencia de un pobre almacenamiento, instalaciones indebidas, impacto por herramientas manuales, y contacto con los vibradores de inmersión. Se ha observado rotura de revestimiento durante la fabricación de barras revestidas debido a una inadecuada limpieza de la barra antes del revestimiento, o a que el espesor del revestimiento ha estado fuera de las tolerancias especificadas. Deben tomarse todas las precauciones que permitan prevenir daños durante el transporte, manipulación, y almacenamiento en la obra. Igualmente, deberán tomarse precauciones en los soportes a fin de minimizar los daños en el revestimiento de la barras durante su colocación.

La práctica corriente requiere que todos los daños sean reparados. Si la cantidad total de revestimientos dañados excede el límite fijado en las especificaciones del proyecto, la barra revestida es inaceptable y deberá ser reemplazada. El revestimiento dañado puede ser reparado usando un líquido epóxico, siendo ello más efectivo que el no tomar precauciones para prevenir el daño al revestimiento. Los estudios acelerados de corrosión en el tiempo han mostrado que el niquel no causa corrosión rápida en el acero expuesto.

Sin embargo, las barras revestidas dañadas no están eléctricamente conectadas a un acero no revestido en los ensayos acelerados. Subsecuentes ensayos mostraron que aun en el caso de unión eléctrica en grandes cantidades de acero no revestido, el comportamiento de barras fue bueno pero no tanto como cuando el acero estuvo revestido. En consecuencia, para larga vida en ambientes severos, deberá darse consideración al revestimiento de todo el acero refuerzo. Si solamente algo del acero es revestido, deberá tomarse precauciones para asegurar que las barras revestidas no están eléctricamente unidas a grandes cantidades de acero no revestido.

Estudios iniciales ya han demostrado que el acero de refuerzo revestido de epoxy que está embebido en el concreto puede tener resistencia por adherencia equivalente al de las barras no revestidas. Estudios adicionales han indicado que las barras de refuerzo revestidas con epoxy tienen una

resistencia al deslizamiento mayor que las barras de refuerzo normales.

En todos los casos, sin embargo, el desarrollo de la longitud de tensión usada para propósitos de diseño deberá estar de acuerdo con el ACI 318, el cual requiere un incremento en la longitud de desarrollo para barras revestidas con epoxy.

Un inhibidor químico es un aditivo que prolonga el tiempo de inicio de la corrosión o reduce significativamente la tasa de corrosión del metal embebido, o ambos, en concretos que contienen cantidades de cloruros mayores a los límites aceptados en concretos no tratados. El nitrito de calcio es el inhibidor más efectivo, siendo más recientemente empleados un aditivo que contiene aminas y esteres y otro que consiste en alcalonamidas. Como ya se ha indicado, todos los aspectos referentes a inhibidores químicos de la corrosión serán tratados en detalle en el Anexo 2.

Aunque la protección catódica ha sido empleada para rehabilitar estructuras de concreto contaminadas por sales, su aplicación a estructuras de concreto armado nuevas es relativamente reciente.

La densidad de corriente catódica necesaria para mantener una capa pasiva sobre el acero de refuerzo antes de que el concreto armado sea contaminado con cloruros es relativamente baja, y los iones cloruro tienden a migrar hacia el ánodo. La protección catódica puede ser usada por sí misma o en conjunto con otro método de control de la corrosión. Los aspectos referentes a la protección catódica serán tratados en detalle en el Anexo 3.

10.- PROCEDIMIENTOS PARA IDENTIFICAR AMBIENTES CORROSIVOS Y CORROSION ACTIVA EN EL CONCRETO

10.1.- INTRODUCCION

El deterioro inducido por la corrosión en estructuras de concreto armado como puentes, zonas de estacionamiento, y edificios, y el alto costo de mantenerlos en una buena condición de servicio, es de gran preocupación para las personas encargadas de este rubro. El problema de corrosión, el cual es principalmente causado por el ingreso de cloruros en el concreto, es mucho

más severo en áreas donde se usan sales descongelantes y en ambientes marinos. Detectar la corrosión de una estructura en sus primeras etapas, repararla, rehabilitarla, y darle mayor tiempo de servicio es un verdadero desafío.

Se necesitan técnicas efectivas para evaluar el estado de corrosión de una estructura y facilitar la implementación de medidas de reparación a tiempo y apropiadas. Seleccionar la medida de reparación más viable y económicamente efectiva es una tarea difícil, las cuales van desde "no hacer nada" hasta el reemplazo completo de la estructura. Se ha desarrollado un proceso paso a paso con el propósito de seleccionar la mejor solución tanto en el aspecto técnico como económico para una estructura dada en un ambiente corrosivo. Esta metodología ha sido satisfactoriamente aplicada a estructuras en puentes y puede ser aplicada a cualquier estructura de concreto armado en un ambiente corrosivo e incluye los siguientes pasos:

1.- **Obtener información sobre la condición de la estructura y su medio;**
2.- **Aplicar el análisis ingenieril a dicha información y definir el ámbito de trabajo;**
3.- **Llevar a cabo la evaluación total de la condición de la estructura;**
4.- **Analizar los datos de dicha evaluación;**
5.- **Desarrollar un modelo de deterioro para la estructura analizada;**
6.- **Identificar opciones de reparación que sean viables para dicha estructura.**
7.- **Llevar a cabo los análisis de costo durante el tiempo de vida de la estructura;**
8.- **Definir la alternativa económicamente más efectiva para la rehabilitación de la estructura;**

El primer paso en la metodología involucra la revisión de los planos estructurales, de estudios previos, y de la información disponible sobre las condiciones ambientales en el sitio. Dicha información deberá incluir los siguientes:

1.- **Ubicación, tamaño, tipo, y edad de la estructura;**
2.- **Alguna característica de diseño inusual;**

3.- **Condiciones de exposición, como variaciones de temperatura, ambiente marino, y precipitación;**
4.- **Detalles de acero de refuerzo;**
5.- **Tipo de refuerzo como no revestido, revestido con epoxy, galvanizado, acero no pretensado, o acero pretensado;**
6.- **Detalles de drenaje, mantenimiento, e historia de reparaciones, y;**
7.- **Presencia de cualquier sistema de protección contra corrosión.**

El segundo paso involucra el análisis ingenieril de la información obtenida para de esa manera desarrollar el ámbito específico de trabajo que será seguido en el tercer paso del proceso, el cual es la evaluación total de la estructura que da como resultado la cuantificación del deterioro de la estructura a través de ensayos en laboratorio y campo.

El cuarto paso se enfoca en el análisis de los resultados de los ensayos en campo y en laboratorio, lo cual facilita el siguiente paso en el proceso: desarrollo de un modelo de deterioro. Los modelos de deterioro son un conjunto de relaciones matemáticas entre los datos de la condición de la corrosión y el tiempo de vida remanente, las condiciones futuras de la estructura, daños futuros estimados. Esta información se encuentra más detallada en la recomendación ACI 365R.

Para que cualquiera de estos modelos sean funcionales tienen que estar correlacionados con las condiciones de campo actuales y una gran fuente de datos.

Un modelo de deterioro también proporciona información sobre el tiempo óptimo para reparar o rehabilitar una estructura dada. Esta información se encuentra más detallada en la recomendación ACI 365R.

En el siguiente paso se define un número de opciones para la rehabilitación de la estructura basadas en la viabilidad técnica y el tiempo de servicio deseado de la estructura.

En el siguiente paso se compara y evalúa el costo total de las opciones de rehabilitación que lleguen a satisfacer los puntos antes mencionados. El valor de una opción de rehabilitación en particular incluye no solo su

costo inicial, sino el costo de usar la opción por el período deseado. Finalmente se seleccionará la estrategia de rehabilitación económicamente más efectiva.

A través de los años, un número de técnicas y procedimientos han sido desarrollados para facilitar una apropiada evaluación de las estructuras de concreto armado. Se requiere el uso apropiado de estas técnicas y la interpretación adecuada de los datos antes de llegar a una conclusión e implementar una acción correctiva.

Hay muchos métodos no destructivos, tanto directos o indirectos, para evaluar la actividad de la corrosión del acero de refuerzo en el concreto o que tan propenso a la corrosión es el acero de refuerzo en una estructura. El objetivo del estudio sobre las condiciones en que se encuentra la estructura es el de determinar la causa, grado y magnitud de la corrosión del acero de refuerzo y que se puede esperar en el futuro si dicho deterioro continuara. Los métodos para evaluar la corrosión del acero de refuerzo son:

1.- **La inspección visual;**
2.- **Evaluación del descascaramiento;**
3.- **Medidas del recubrimiento de concreto;**
4.- **Análisis del contenido de ion cloruro;**
5.- **Ensayo de la profundidad de la carbonatación;**
6.- **Ensayos de continuidad eléctrica;**
7.- **Medida de la humedad y resistividad del concreto;**
8.- **Trazado potencial de la corrosión;**
9.- **Medidas de la tasa de corrosión;**
10.- **Determinación de la pérdida de sección transversal del acero de refuerzo.**

Métodos de ensayo para evaluar la condición del concreto:

1.- **Inspección visual;**
2.- **Ensayos de resistencia a la compresión en testigos o in situ;**
3.- **Ensayo rápido de permeabilidad a cloruros; y**
4.- **Análisis petrográfico.**

10.2.- METODOS PARA EVALUAR LA CORROSION

El concreto de buena calidad tiene una excelente resistencia a la compresión pero es débil en tensión, por lo tanto, el acero de refuerzo es incorporado dentro de los miembros de concreto armado para resistir esta tensión. El acero puede ser convencional, pretensado, o una combinación de ambos. El acero de refuerzo no pretensado generalmente consiste de barras deformadas y pueden ser revestidas por epoxy, no revestidas, o galvanizadas, y son usadas en puentes, zonas de estacionamiento, y edificios. El acero de refuerzo pretensado se encuentra típicamente en la forma de 7 barras, como pretensado o post-tensado.

En estructuras pre-tensadas, los tendones son primero sometidos a una fuerza pre-determinada en un molde, donde posteriormente se coloca el concreto, y una vez que este ha alcanzado un resistencia suficiente, se liberan los tendones. El elemento de concreto pre-tensado es capaz de resistir cargas mayores en servicio.

En modernas estructuras post-tensadas, los tendones pre-tensados se colocan dentro de ductos que son colocados en el encofrado, posteriormente se vacía el concreto y después que éste ha endurecido y alcanzado suficiente resistencia, los tendones en los ductos son tensados quedando los dos bordes como anclajes. Como en el caso del concreto pre-tensado, esfuerzos de compresión son impartidos al concreto. En algunos casos, se bombea lechada dentro de los ductos después del proceso de post-tensado. Los métodos de evaluación de la corrosión son principalmente orientados a estructuras de concreto sin refuerzo pre-tensado.

La inspección visual o estudio de la condición de la estructura es el primer paso en la evaluación de una estructura para conocer la magnitud del deterioro causado por la corrosión y la condición en que ésta se encuentra. La inspección visual incluye la documentación de las grietas, manchas de óxido, ampolladuras, descascaramiento, y otras evidencias visuales del deterioro físico del concreto. El tamaño y condición visual de cualquier reparación previa debe también ser documentado. Además, también debe registrarse la condición en que se encontraría cualquier sistema de protección contra la corrosión o materiales y condiciones de drenaje, en especial si es que hay

evidencia de un mal drenaje.

La información visual se registra en un gráfico de la estructura a escala. Esta etapa es parte vital de la evaluación debido a que el procedimiento de ensayo subsiguiente depende de la evaluación visual de la estructura. La recomendación ACI 201.1R proporciona una guía completa para poder conducir la inspección visual en todo tipo de estructuras de concreto armado.

La forma más importante de deterioro por corrosión del acero de refuerzo es el descascaramiento del concreto. La descascaración es la separación de planos de concreto, generalmente paralelos al refuerzo que resulta de las fuerzas expansivas de los productos de la corrosión. Dependiendo de la relación del recubrimiento de concreto y el espaciamiento de las varillas, los planos de fractura formarán grietas en forma de V, grietas en las esquinas, o un descascaramiento al nivel del acero de refuerzo paralelo a la superficie de concreto. La severidad del descascaramiento se incrementa con el tiempo debido a la continuación del proceso de corrosión, ciclos de congelación y deshielo, y el impacto del tráfico. Cuando se llega a un tamaño crítico, el descascaramiento dará por resultado el agrietamiento.

Como parte de cualquier esquema de reparación o rehabilitación, el concreto descascarado deberá ser removido, el refuerzo corroído deberá ser tratado, y las áreas donde el concreto fue removido deberán ser repuestas. La magnitud del descascaramiento del concreto influye en la selección de los métodos de reparación, rehabilitación y protección. Existen diferentes técnicas basadas en principios mecánicos, electromagnéticos o térmicos que permiten detectar descascaramiento. El eco del impacto, la respuesta al impulso, y la velocidad de onda ultrasónica son ejemplos de sistemas basados en energías mecánicas. Los pulsos cortos, el radar de penetración (GPR), son sistemas basados en la energía electromagnética; la termografía infrarroja (IR) es un sistema basado en la energía térmica.

El método más comúnmente empleado y el menos costoso para determinar la existencia y magnitud de descascaramiento es el sonido que es producido por una cadena, martillo, o vara de acero. Dependiendo de la orientación y accesibilidad de la superficie de concreto, éste es golpeado con un martillo o una vara, o una cadena es arrastrada a lo largo

de la superficie si ésta es muy extensa. El concreto que no presenta descascaramiento produce un tono agudo; las áreas descascaradas emiten un tono hueco. Este método se describe en la Norma ASTM C 4580.

Las áreas descascaradas son generalmente aproximadas a rectángulos para facilitar el corte del perímetro y la remoción del concreto descascarado.Las técnicas sonoras dependen del juicio del operador y están propensas a errores de éste, ya que la fatiga y otros ruidos reducen la exactitud y velocidad del estudio.

Otros dispositivos mecánicos, como los métodos de velocidad de pulso ultrasónica, de eco por impacto, y de respuesta al impulso, han sido usados para determinar descascaramiento pero no han sido ampliamente desarrollados. El método de la velocidad de pulso ultrasónica es una técnica probada para detectar fallas en el concreto, tales como vacíos y grietas, y determinar propiedades del concreto, tales como el módulo de elasticidad y densidad (ASTM C 597). Se necesita hacer varios ensayos para poder tener resultados confiables.

La técnica del eco por impacto puede detectar defectos internos en el concreto, como vacíos, grietas y descascaramiento. En este método se mide el desplazamiento que resulta de la propagación de ondas de esfuerzo generadas por un impacto externo. Adicionalmente, se requiere un gran número de ensayos para obtener resultados significativos. Este método también es usado para determinar el espesor de una losa de concreto in situ (ASTM C 1383).

Los sistemas termográficos comerciales, ya sea el GPR o el IR, son recientemente desarrollados para detectar el descascaramiento. El GPR de ondas cortas es un tipo único de diseño de radar basado en la velocidad de retorno en elementos sólidos, materiales no metálicos, y capacidad de resolución en el medio en que se encuentra el elemento. La IR termográfica se diferencia de la diferenciación termal en la relación de los defectos del medio a los defectos totales.

El empleo del GPR como un método no destructivo para detectar el deterioro de losas de puentes de concreto fue reportado en 1977, y trabajos adicionales han dado por resultado una mejora en la seguridad de la técnica.

La tecnología GPR ha sido estudiada en profundidad bajo la Strategic Highway Research Program (SHRP), habiéndose demostrado que es una técnica viable para detectar el deterioro en el concreto armado. Basándose en los trabajos del SHRP la AASHTO ha desarrollado un standard provisional para evaluar el espesor de la cobertura asfáltica de los puentes empleando el GPR (AASHTO-TP 36). El empleo del GPR para detectar el descascaramiento también ha sido descrito en la Norma ASTM D 6087.

El GPR es análogo a los métodos de eco (ya sea ondas de impacto u ondas de impulso) empleados para la determinación del descascaramiento, con la excepción que el GPR emplea ondas electromagnéticas en vez de onda de esfuerzo. La frecuencia de reflexión de las ondas originada en la interfase entre materiales con diferentes características eléctricas o de conductividad son analizadas para detectar descascaramiento.

Una onda GPR corta, precisa de tiempo, pulsos muy cortos de baja potencia, y energía de radio frecuencia. Cada pulso utiliza cerca de un nanosegundo y ocurre a una velocidad mayor de un millón de veces por segundo. La onda transmitida es radiada a través de la superficie de concreto por una antena. Si la onda transmitida encuentra una diferencia en las propiedades dieléctricas o la conductividad, una porción de la onda de radio frecuencia es reflejada y la porción remanente se propaga a través del medio. La onda reflejada es captada por la antena, transmitida a un equipo receptor y procesada para análisis.

La GPR puede ser empleada en los asfaltos que cubren el concreto para identificar áreas que están obviamente o muy probablemente deterioradas. Dependiendo de la calidad del concreto, contenido de humedad y espesor de la cobertura de asfalto, el GPR deberá identificar directamente el descascaramiento o detectar humedad y iones cloruro en las grietas. En concretos secos y de baja permeabilidad, el radar tiene dificultad en identificar el descascaramiento con suficiente seguridad. La seguridad también puede ser reducida si la cobertura de concreto o el espesor de la capa de asfalto son pequeños o ambos. El GPR es muy seguro en determinar la zona de descascaramiento que han sido llenadas con humedad o ion cloruro.

La rápida mejora del hardware y software en los últimos años tienen un tremendo impacto sobre la tecnología del GPR. La adquisición de datos, procesamiento e interpretación han sido mucho más eficientes y relativamente simples. Sin embargo, se requiere el conocimiento de expertos. Se ha desarrollado un vehículo con múltiples antenas de radar. Los últimos dispositivos GPR, recientemente desarrollados en el Lawrence Livermore Laboratories por la FHWA han encontrado que una antena de 64 canales permite cubrir un ancho de 1.9 metros y operará en velocidades de tráfico normales. Los levantamientos con GPR se han efectuado en tráficos veloces, pero los resultados más seguros se han encontrado en velocidades de 24 a 32 kph. Adicionalmente, los levantamientos con GPR requieren un mínimo control del tráfico, lo cual hace la técnica atractiva para su uso en estructuras de puentes.

La termografía IR, o termografía infraroja, fue desarrollada como una herramienta de inspección de pavimentos a fines de los 70 e inicios de los 80. La técnica IR puede ser empleada para la determinación del descascaramiento en estructuras de concreto armado por observación de los efectos de la temperatura diferencial entre el concreto armado descascarado y el sano, bajo determinadas condiciones ambientes.

La termografía IR tiene una técnica no destructiva para detectar el descascaramiento en losas de puente de concreto, habiéndose empleado desde 1980 con todo éxito en estructuras de puentes. El ASTM ha desarrollado un método estándar para determinar descascaramiento en losas de puentes empleando la termografía IR (ASTM D 4788). Las anomalías en la emisión de radiación térmica, radiación superficial, de la superficie de concreto son captadas en un termógrafo IR y analizadas para detectar el descascaramiento. Un descascaramiento está indicado por una separación de los planos de concretos. Esta separación es usualmente llenada con aire y humedad, teniendo ambos diferentes propiedades térmicas comparados con el concreto. La diferencia en las propiedades térmicas tiene impacto sobre la gradiente de temperatura dentro del concreto y su radiación térmica, especialmente durante el enfriamiento y calentamiento de la estructura.

Con adecuada calibración, la radiación térmica puede ser convertida a temperatura, y la variación en la temperatura superficial detectada por el IR es

la base para identificar probables descascaramientos. Las diferencias en la gradiente térmica pueden ser creadas por el sol que cae directamente sobre algunas secciones de la estructura y no sobre otras, así como otras condiciones climáticas adversas. La interpretación de datos bajo estas condiciones será difícil y la seguridad se reduce. Igualmente, debido a que el IR puede detectar diferencias en la temperatura de 0.08 C, aún las variaciones en la mano humana colocada sobre el concreto por un minuto pueden ser detectadas. Tal sensitividad hace que la interpretación de datos sea más complicada y facilita los errores.

10.3.- MEDIDA DEL RECUBRIMIENTO DE CONCRETO

El espesor del recubrimiento de concreto sobre el acero de refuerzo tiene una gran influencia sobre la iniciación del momento de corrosión del acero de refuerzo. Un recubrimiento delgado de concreto, facilita obviamente el acceso de sustancias destructivas, lo cual permite una corrosión mucho más rápida del acero de refuerzo, y el posterior deterioro de la estructura si se presentan otras condiciones ambientales.

La ubicación del acero de refuerzo es también esencial en la evaluación de condiciones de corrosión. La ubicación del acero de refuerzo y el espesor de la cobertura de concreto pueden ser determinados en forma no destructiva empleando un dispositivo llamado "medidor de coberturas", un pachómetro, o un localizador del acero de refuerzo.

Los resultados pueden ser ingresados manualmente a una computadora o transmitidos directamente para generar un mapa de recubrimiento del concreto.

Alternativamente, el GPR puede ser empleado para ubicar el acero de refuerzo, y agujeros de diámetro pequeño pueden ser perforados para exponer el acero de refuerzo a una medida directa de la cobertura de concreto. La información sobre la cobertura de concreto es importante para determinar la susceptibilidad de la corrosión y del acero de refuerzo, así como la desviación de los términos del contrato original, especialmente del proyecto del calibre y ubicación del refuerzo.

Un medidor de recubrimiento es empleado para determinar las variaciones en el flujo magnético inducidas por el paso de corriente, permitiendo determinar la presencia de acero, la localización del refuerzo y el espesor del recubrimiento. La seguridad de los medidores de cobertura varía, pero en general es muy segura. Estos medidores de espesor tienen un menor error cuando la estructura está ligeramente reforzada.

Para asegurar la medida de la cobertura se necesita, previamente, un adecuado conocimiento del tamaño del acero de refuerzo. Algunos medidores de recubrimiento pueden estimar el tamaño de refuerzo entre dos tamaños de barras, y algunos también pueden almacenar la información y transmitirla a una computadora. Los medidores de recubrimiento disponibles comercialmente son compactos y muy útiles para ubicar y determinar el recubrimiento de concreto sobre barras de refuerzo individuales. Sin embargo, la obtención de medidas en grandes áreas de la estructura puede ser un proceso largo y tedioso.

Los medidores de recubrimiento pueden también ser empleados para desarrollar mapas de espesor de la misma manera que los mapas de celdas potenciales pueden ser producidos. El medidor de recubrimiento es empleado para determinar el espesor de la cobertura en puntos individuales de la estructura. Estas lecturas deben ser registradas sobre un registro referido a las coordenadas en conjunto. Los resultados pueden ser enteramente manuales en un computador o transmitidos directamente para generar un mapa de recubrimiento del concreto. No existe un ensayo standard para efectuar las medidas de espesor. La recomendación ACI 228.2R da información adicional sobre los medidores de cobertura.

10.4.- ANALISIS DEL CONTENIDO DE ION CLORURO

Los iones cloruros son uno de los principales factores que contribuyen a la corrosión del acero en el concreto, siempre que estén presente el oxígeno y una humedad suficiente. El muestreo de cloruro y métodos de laboratorio y campo son analizados a continuación:

El contenido de cloruro en el concreto es determinado mediante el análisis de muestras de concreto pulverizadas. Las muestras pueden ser

recolectadas en obra a diferentes espesores, de acuerdo a recomendaciones de la AASHTO T 260. Debe tenerse cuidado de evitar una contaminación inadvertida de la muestra.

Alternativamente los testigos pueden ser recolectados, y muestras de polvo pueden ser obtenidas a diferentes alturas en el laboratorio. Este último método proporciona mejor control de la muestra y reduce en forma importante el riesgo de contaminación.

El contenido de ion cloruro del concreto es usualmente medido en el laboratorio empleando un análisis químico húmedo, de los indicados en AASHTO T 260 (concentración de cloruros en el concreto endurecido-cloruros solubles en ácido); ASTM C 1152 (contenido de cloruros solubres en ácido) y ASTM C 1218 (contenido de cloruros solubles en agua).

Procedimientos separados son disponibles para determinar los contenido de cloruros solubles en agua y de aquellos solubles en ácido. Otro procedimiento disponible para el análisis de contenido de cloruros solubles en agua es conocido como la técnica de extracción Soxhlet, el cual involucra un método de hervido del concreto en agua (ACI 222.1). La determinación de la concentración de cloruros en el concreto endurecido es el análisis del contenido del cloruro soluble en ácido, el cual puede lograrse mediante el ensayo de extracción al cual ya nos hemos referido.

El análisis de contenido total de cloruros en el concreto es efectuado usualmente debido a que tanto los cloruros en el concreto pueden ser separados como un resultado de la reacción química dentro del concreto durante un período. Por ejemplo, el relativamente insoluble cloroaluminato, el cual se forma cuando los cloruros están presentes en el concreto fresco, puede convertirse con tiempo y exposición a sulfoaluminato y carboaluminato, liberando los iones cloruro libres.

Adicionalmente, el ensayo de extracción por ácidos consume menos tiempo y es más fácilmente ejecutable que el procedimiento de análisis de cloruros disueltos en agua, por lo que es más aceptado.

Los resultados de contenidos de cloruros son reportados en porcentaje

de cloruro por masa de concreto, ppm de cloruros; porcentaje de cloruros por masa de cemento; o Kilogramos por m3 de concreto. Los resultados pueden ser fácilmente convertidos de una unidad o otra empleando factores de conversión adecuados.

Aunque los ensayos de laboratorio son más seguros, ellos consumen tiempo, a menudo toman varias semanas antes que los resultados sean disponibles. Como una consecuencia se han desarrollado ensayos rápidos en obra. Están disponibles dos unidades comerciales, empleando ambas un ion electrodo específico. El ensayo rápido de obra permite una rápida determinación del nivel de cloruro a efectuarse en obra. Se deben tomar algunas precauciones.

Recientemente, un informe evalúa la seguridad de los dos ensayos rápidos contra el método AASHTO de laboratorio. Así, la primera conclusión ha sido que ambos ensayos correlacionan bien con el método AASHTO en concentraciones de cloruros entre aproximadamente 0.01 y 0.035%. Ambos ensayos dan resultados que representan aproximadamente el 57 al 62% de los valores AASHTO. Por lo tanto, dependiendo del ensayo de campo empleado, un factor de corrección deberá ser aplicado para obtener resultados adecuados.

Las investigaciones de la SHRP han evaluado uno de los ensayos rápidos de campo y han llegado a las mismas conclusiones. De acuerdo a ello, algunas modificaciones fueron hechas al procedimiento de ensayo. El método de ensayo modificado de cloruros en obra desarrollado por la SHRP ha sido incorporado en la última versión del AASHTO T 260 como una alternativa como el método del potenciómetro frecuentemente empleado. Es importante indicar que existen algunos errores en el desarrollo de la ecuación SHRP y que ellos han sido parcialmente transferidos al documento de la AASHTO T 260.

10.5.- ENSAYO DE CARBONATACION

Los ensayos de carbonatación han sido efectuados en obra empleando testigos que han sido cuidadosamente preservados durante el análisis petrográfico. La altura de carbonatación es medida por la exposición de una

superficie de concreto fresco y la aplicación de una solución de fenoltaldeido en etanol. El fenoltaldeido es un gran indicador del pH que torna a magenta la solución en un pH de aproximadamente 9. Por lo tanto, cuando se aplica a la superficie de un concreto fresco, la solución deberá indicar áreas de alcalinidad reducida. Las áreas magenta indican concreto no carbonatado; las áreas menos coloreadas indican concreto carbonatado. Debido a la presencia de agregados porosos, vacíos y grietas, la carbonatación se presenta únicamente en una línea paralela a la superficie de concreto. No existe consenso para esta técnica de ensayo.

La altura de la carbonatación es más importante para estructuras de concreto armado antiguas. Si la carbonatación es un factor que contribuye al deterioro de una estructura determinada y ello no ha ocurrido todavía, uno puede esperar futuros daños después que la reparación se ha completado. Detalles de este tipo de ensayo se encuentran en el Capítulo 4 "Ataques por carbonatación" del presente trabajo

10.6.- ENSAYO DE CONTINUIDAD ELECTRICA

Este ensayo se realiza con el fin de determinar si los elementos embebidos metálicos tienen contacto eléctrico uno con otro. El ensayo tiene tres propuestas:

1.- **Se necesitan los resultados de este ensayo antes de realizar mapeos de corrosión y ensayos de magnitud de corrosión en el acero de refuerzo.**

2.- **El contacto directo entre el acero de refuerzo y otros metales pueden llevar a acelerar la corrosión del acero si el acero es más anódico con respecto al metal, por ejemplo el aluminio.**

3.- **El estado de la continuidad eléctrica en metales embebidos debe conocerse cuando se considere usar una opción electroquímica para proteger el acero contra la corrosión.**

La evaluación del potencial de corrosión es particularmente sensible a la continuidad debido a que todo el acero de refuerzo dentro de un área

potencial levantada debe ser eléctricamente continuo si los datos son recolectados en un Grid Pattern. Si la conexión a tierra se hace a una barra de refuerzo u otro elemento metálico que es eléctricamente aislado del acero de refuerzo en el área de levantamiento, las lecturas serán medidas que no tienen relación con el área levantada y no serán útiles.

Lo mismo sucede en el caso del ensayo de magnitud de la corrosión. Si el acero de refuerzo dentro del área de levantamiento es eléctricamente discontinuo, se deberá hacer conexiones a tierra separadas a cada barra de refuerzo. Siempre se debe verificar la continuidad en las juntas de expansión.

Teóricamente, cuando se usan barras de refuerzo revestidas con epoxy, cada barra debe ser eléctricamente aislada, o en otras palabras, eléctricamente discontinua. Los ensayos en estructuras existentes con barras de refuerzo revestidas con epoxy han mostrado que el grado de continuidad eléctrica puede variar de cero a depender completamente de la estructura. Por lo tanto, antes de realizar el ensayo sobre estas barras, cada barra deberá ser ensayada por su continuidad eléctrica.

Para realizar este ensayo, el acero de refuerzo debe estar expuesto, para lo cual se debe localizar y perforar para ubicar el refuerzo. Existen varios ensayos para determinar la continuidad eléctrica, entre ellos se encuentran:

a) Resistencia DC: resistencia entre dos elementos metálicos medida con un multimetro de alta impedancia con polaridad normal y reversa.

b) Diferencia de voltajes DC: Diferencia en potencial entre dos elementos metálicos medida con un multimetro de alta impedancia. Valores mayores a un mV indican discontinuidad.

c) Resistencia AC: Resistencia AC entre dos elementos metálicos medida con un medidor AC puente de resistencia nula. Valores mayores a un ohm indican discontinuidad.

10.7.- MEDICION DE LA HUMEDAD Y RESISTIVIDAD

El contenido de humedad del concreto puede tener un impacto significativo sobre varios procesos de deterioro, incluyendo la corrosión del refuerzo, la reacción álcali-sílice, el congelamiento y descongelamiento, y el ataque por sulfatos.

La resistividad del concreto, que es una función del contenido de humedad y de electrolitos, tiene gran importancia en la magnitud de corrosión del acero de refuerzo embebido. Por lo tanto, algunas veces es conveniente medir el contenido de humedad y la resistividad del concreto. Sin embargo, no es una práctica común determinar estos parámetros, y tampoco hay la disponibilidad de procedimientos de ensayo standard para realizarlos.

Un método para determinar el contenido de humedad del concreto es medir su humedad. Para ello, se coloca un detector de humedad dentro de éste. Este método puede monitorear las variaciones de la humedad relativa en el tiempo y proporcionar una visión de los ciclos de humedad en los miembros estructurales de concreto armado.

Hay una relación directa entre la resistividad del concreto y la tasa de corrosión del acero de refuerzo. Condiciones tales como un alto contenido de agua en los poros y la presencia de sales con electrolitos conducen a una baja resistividad que generalmente favorece la corrosión activa. Inversamente, una alta resistividad del concreto implica una resistencia alta a los electrolitos, lo que limita la tasa de corrosión. La resistividad del concreto se puede medir usando una modificación de la técnica de los cuatro electrodos de Wenner indicada en la Norma ASTM G 57.

10.8.- TRAZADO DEL POTENCIAL DE CORROSION

La corrosión es un proceso electroquímico, y el potencial (voltaje) es uno de los parámetros que pueden indicar el estado del proceso. Las medidas del potencial de corrosión proporcionan un indicador del estado de corrosión y no la tasa de corrosión la cual es función de muchos parámetros, como la temperatura, potencial de equilibrio, resistividad del concreto, relación de áreas anódicas y catódicas, y tasa de difusión del oxigeno a sitios catódicos. Este método de ensayo standard para aceros de refuerzo no revestidos con epoxy se encuentra en la Norma ASTM C 876.

Se debe tener mucho cuidado al interpretar los datos obtenido ya que muchas condiciones pueden afectar los potenciales medidos y llevar a una evaluación inexacta de la condición de la corrosión del acero de refuerzo embebido. Algunos ejemplos de estas condiciones son el concreto carbonatado, el concreto completamente saturado de agua, la discontinuidad eléctrica del acero de refuerzo, la presencia de acero de refuerzo revestido con epoxy, la presencia de acero galvanizado, la disponibilidad de oxígeno, y el efecto del medio de contacto usado para el ensayo. Además, estas medidas no deberían ser tomadas en áreas que presenten descascaramiento.

Una de las aplicaciones más importantes del levantamiento del potencial de corrosión es desarrollar una historia de la estructura de concreto reforzado. Por ejemplo, si los levantamientos se realizan a intervalos regulares de tiempo, entonces la actividad de corrosión del acero de refuerzo con el tiempo puede ser rápidamente determinada. Por lo tanto, las tendencias del potencial con el tiempo pueden indicar si la actividad de la corrosión del acero de refuerzo en un concreto no dañado está incrementándose con el tiempo o si el área total del acero de refuerzo que muestra potenciales de actividad está incrementándose. Tal información es muy útil cuando se toma la decisión de mantener o reparar.

Otra aplicación importante del trazado potencial de corrosión es delinear puntos de corrosión activa, típicamente lugares con potenciales negativos en la estructura. Posteriormente en las áreas que son activas se deben realizar medidas de la tasa de corrosión. Debido a que la corrosión es un proceso electroquímico, puede ser monitoreada con técnicas electroquímicas que pueden ser clasificadas como técnicas pasajeras y fijas. Algunos ejemplos de las técnicas fijas incluyen la extrapolación Tafel (E-log I) y la resistencia de polarización lineal (LPR); mientras que el voltímetro de ciclos de amplitud pequeña y la medida de la impedancia AC son métodos transitorios.

El ensayo de la tasa de corrosión proporciona información sobre la tasa a la cual el acero de refuerzo está siendo oxidado. Mientras mayor sea la tasa,

más pronto aparecerán grietas y ampolladuras en el concreto. Por lo tanto, esta información puede ser útil para estimar el tiempo de un daño adicional y para seleccionar la reparación económicamente más efectiva y el sistema de protección contra la corrosión de mayor duración.

10.9.- PERDIDA DE LA SECCION TRANSVERSAL DE LAS BARRAS

Este ensayo es usado para cuantificar la cantidad de corrosión que ha ocurrido en las barras de acero de refuerzo midiendo directamente la pérdida de sección transversal con un calibrador. Para realizar las medidas las barras de acero de refuerzo tienen que estar expuestas en áreas agrietadas o cuidadosamente excavadas. Adicionalmente, la barra de acero de refuerzo debe ser limpiada de todo producto de la corrosión antes de hacer las medidas. Este no es un ensayo estandarizado, pero algunas veces es usado para ayudar en la determinación de la integridad de la estructura.

10.10.- ACERO PRETENSADO

Identificar corrosión en concreto estructural que contiene acero pretensado es generalmente más difícil que encontrarla en concreto estructural que no lo contiene. La corrosión local del refuerzo pretensado puede ocurrir sin presentar ningún signo exterior de daño en el concreto. El agrietamiento por esfuerzos y la corrosión intergranular también puede ocurrir sin la acumulación local de productos de la corrosión.

No es posible detectar la corrosión del acero de refuerzo usando el potencial de corrosión o la tasa de corrosión cuando el acero está protegido. La única manera de determinar la corrosión de un tendón post-tensado es remover el concreto alrededor del tendón y observar el acero localmente.La importancia del concreto con acero presforzado, así como el así como el amplio uso de éste, justifican un estudio más detallado del mismo. A ese fin esta orientado el Anexo 1 de este Capítulo.

11.- METODOS DE ENSAYO PARA LA EVALUACI0N DEL CONCRETO

Los propósitos de la inspección visual y de su procedimiento son los mismos que los de la evaluación para conocer las condiciones de corrosión de

la estructura, por lo tanto no será explicada nuevamente. Excepto por ella, los otros métodos que se describirán a continuación son de naturaleza destructiva.

Los ensayos de resistencia a la compresión se llevan a cabo en una probeta de 10 cm de diámetro como se indica en la Norma ASTM C 42 o AASHTO T-24. El ensayo de resistencia a la compresión se realiza para verificar que la resistencia alcance los requerimientos especificados del diseño de mezcla y también para determinar si la resistencia ha sido comprometida debido a algún proceso de deterioro como la reacción álcali-sílice (ASR) o ciclos de congelamiento y descongelamiento.

Las variaciones en la resistencia a compresión indican la existencia de áreas locales de deterioro. El concreto que es dañado por la acción del congelamiento y descongelamiento, que generalmente exhibe grietas horizontales en la parte superior del testigo, podría registrar una resistencia a la compresión alta pero aún ser de pobre calidad.

Todos los testigos recolectados de una estructura deberán ser identificados por número de testigo y ubicación, deberán ser fotografiados y se deberá hacer un registro de su condición. Los testigos deberán ser ordenados para mostrar cualquier deterioro significativo, características inusuales, y donde sea posible, acero de refuerzo embebido. En algunos casos, humedecer los testigos podrían mejorar el contraste y enfatizar los defectos como vacíos o grietas. Se debe hacer un croquis donde se muestre la dimensión total de cada uno de los testigos, la ubicación del refuerzo y defectos significativos.

La permeabilidad del ion cloruro en el concreto es mejor descrita por procedimientos de ensayo que miden el ingreso de cloruros. El ensayo rápido de la permeabilidad del cloruro, un procedimiento que se describe en la Norma ASTM C 1202 y AASHTO-277 ha ganado aceptación como una manera de evaluar la habilidad del concreto para resistir la penetración del ion cloruro.

Este método acelerado de ensayo en laboratorio consiste en monitorear la cantidad de corriente eléctrica que pasa a través de un cilindro de 5 cm de espesor y 10 cm de diámetro nominal durante un período de 6 horas bajo una

diferencia de potencial de 60 voltios. Un extremo del especimen es expuesto a una solución de cloruro de sodio y el otro extremo es expuesto a una solución de hidróxido de sodio. El total de carga, que pasa en coulombs, es una función de la conductividad inicial del concreto y el cambio en la conductividad durante el ensayo.

Debido a que la conductividad del concreto y la penetración del ion cloruro son directamente afectadas por la estructura de poro de la pasta, la carga total que pasa proporciona una indicación relativa de la resistencia a la penetración del ion cloruro. Por lo tanto, para un grupo de componentes del concreto, una carga alta (mayor a 4000 coulombs) indica una alta permeabilidad del ion cloruro, mientras que una carga baja (menor a 100 coulombs) indica muy poca permeabilidad.

A pesar que el ensayo rápido de permeabilidad del cloruro arroja resultados razonables para la mayoría de concretos, se debe tener mucho cuidado cuando el ensayo se aplica a concretos con grandes cantidades de aditivos que contienen sales inorgánicas, lo que incrementaría la conductividad eléctrica del concreto y lo haría parecer más permeable. Además, el ensayo refleja la permeabilidad del concreto a la edad del ensayo.

En concretos que han sido vaciados hace varios años, el ensayo podría indicar una baja permeabilidad, aún cuando el análisis de cloruros muestre altos niveles de cloruros presentes en la estructura.

De acuerdo a los estudios, hay muchos errores en el ensayo:

a) El ensayo usa una corriente total y no la que corresponde al flujo del cloruro;
b) Cuando se integra la corriente total desde el comienzo del experimento, el procedimiento no distingue entre flujo de cloruro más reacción y el flujo simple;
c) La caída del alto voltaje que es usado induce calor, lo cual cambia la velocidad de flujo.

Por lo tanto, este tipo de ensayos no cuantifica exactamente el transporte de cloruros, mucho menos la porosidad o permeabilidad del

especimen de concreto.

El procedimiento del ensayo standard de la Norma ASTM C 856 para un análisis petrográfico consiste de un examen microscópico de una superficie de concreto recientemente fracturada y pulida que se obtiene de uncilindro con un diámetro entre 10 y 15 cm. La manera en como obtener dichos cilindros se encuentra indicada en la Norma ASTM C 42. Este ensayo se complementa con un análisis químico, y un análisis de difracción de rayos x.

La información que se obtiene de un análisis petrográfico es la siguiente:

- **a) Condición del material;**
- **b) Causas de una baja calidad;**
- **c) Identificación del daño o deterioro causado por la corrosión inducida por cloruros, carbonatación, reacciones álcali-sílice, y ciclos de congelación y deshielo;**
- **d) Un probable comportamiento en el futuro;**
- **e) Cumplimiento de las especificaciones del proyecto;**
- **f) Grado de hidratación del cemento;**
- **g) Estimación de la relación agua-cementante y densidad (peso unitario);**
- **h) Magnitud de la carbonatación en la pasta;**
- **i) Presencia de cenizas y estimación de la cantidad de estas;**
- **j) Evidencia de sulfatos y otros ataques químicos;**
- **k) Identificación de los agregados potencialmente reactivos;**
- **l) Evidencia de un acabado inapropiado;**
- **m) Estimación del contenido de aire;**
- **n) Evidencia de congelamiento a edad temprana;**
- **o) Evaluación de la causa de agrietamiento.**

12.- MEDIDAS DE PREVENCION Y CORRECCION

El principio básico de la prevención de la corrosión del acero de refuerzo es el mantener su pasividad, aportada por la alta alcalinidad del concreto. El diseño, selección de las proporciones y construcción, deberán ser efectuados con este principio en mente.Las medidas posteriores, tomadas

cuando ya se ha iniciado el proceso corrosivo, usualmente son difíciles, caras, casi siempre de eficiencia dudosa, y frecuentemente imposibles de efectuar en reconstrucciones mayores.

Se han estudiado procedimientos y materiales destinados a detener o retardar ataques por corrosión. Estos métodos han sido agrupados en inhibidores de la corrosión; recubrimientos; y protección catódica. Igualmente, existen procedimientos diversos de reparación del concreto dañado por la corrosión. Dichos métodos deben ser cuidadosamente seleccionados, dado que las reparaciones efectuadas en una parte de un elemento estructural pueden agravar la corrosión de otras. Adicionalmente debe tenerse en consideración que la reparación de las partes afectadas puede no ser una solución permanente.

La permeabilidad del concreto es uno de los factores más importantes en el proceso de corrosión de materiales metálicos embebidos en él, y es también un factor determinante en la vida útil del concreto. Un concreto de baja permeabilidad tiene una conductividad eléctrica menor, al permitir un menor paso y retención de agua que otro más permeable. Igualmente, un concreto de baja permeabilidad se opone a la absorción de sales y a que éstas penetren hasta los materiales embebidos e igualmente proporciona una barrera contra la entrada de oxígeno. Aunque ningún concreto es completamente impermeable, si se presta la atención debida a la dosificación de la mezcla, al manejo, y al curado del concreto, se puede obtener baja permeabilidad.

Una baja relación agua-cemento produce un concreto menos permeable y con mayor resistencia a la corrosión. Se ha encontrado que se obtiene una protección contra la corrosión si la relación agua-cemento es de 0.45. Una relación de 0.53 proporciona una protección mediana y una de 0.62 una protección deficiente, aún en el caso de contener cantidades de cemento iguales. La relación agua-cemento en concretos en agua de mar, dentro del área de fluctuación de las mareas, expuesto a salpicaduras marinas, en aguas que contengan sales o que estén en contacto con concentraciones de cloruros más que moderadas, no deberá exceder de 0.45; recomendándose que el recubrimiento no sea menor de 70 mm.

En concretos colocados hasta 8 metros sobre el nivel del agua de mar o sus salpicaduras, o dentro de una distancia horizontal de 30 metros, la relación agua-cemento no debe exceder de 0.50 Estos límites recomendados de la relación agua-cemento se aplican a todos los tipos de cemento portland aunque el cemento con un contenido del 5% al 8% del C3A puede presentar menor agrietamiento por corrosión que aquel que contiene menos del 5%.

Si se dispone de datos específicos relacionados con la durabilidad y las posibilidades de corrosión o ataque por sales, se puede aplicar la parte correspondiente de la Recomendación ACI 211.1 para determinar la cantidad de cemento requerida para lograr la relación agua-cemento indicada. Una baja relación agua-cemento no asegura por si sola la obtención de un concreto de baja permeabilidad. Como ejemplo puede citarse el llamado "Concreto sin finos" que puede tener una baja relación agua-cemento y ser altamente permeable. En consecuencia, para obtener baja permeabilidad es también necesario utilizar agregados gruesos y finos bien graduados.

La inclusión de aire se recomienda para reducir los daños por congelación, e igualmente experiencias de laboratorio han demostrado ya que la presencia del mismo aumenta significativamente el tiempo necesario para que se desarrollen agrietamientos causados por corrosión.

Buenas prácticas constructivas contribuyen a garantizar un concreto de alta uniformidad y baja permeabilidad. Entre dichas prácticas se debe incluir bajo asentamiento, segregación mínima o nula, vibrado adecuado, y empleo de buenos acabados.

La permeabilidad se reduce por aumento en la hidratación del cemento, siendo necesario para ello un curado adecuado. Es recomendable un curado húmedo o por membrana no menor de siete días si se emplea cemento portland normal, y no menor de diez días si se utiliza cementos combinados. Los elementos estructurales curados con vapor a baja presión se beneficiarían si son adicionalmente curados con humedad a temperatura ambiente normal.

La protección que puede ofrecer el concreto contra la penetración de

sales hasta el acero de refuerzo, u otros materiales metálicos embebidos, está determinada por el espesor del recubrimiento de concreto que los rodea. Por lo general se acepta que en las orillas del mar, en sus cercanías, o en cualquier otro lugar en que exista una combinación de agua de mar (inclusive salpicaduras) y oxígeno atmosférico, o en ambientes con posibilidad de ataque severo, se requiere como recubrimiento una capa de concreto mayor a la que se emplea normalmente. Una capa mínima de 75 mm es recomendable para estos casos; siendo conveniente escoger el espesor del recubrimiento en función de lo indicado en la Norma E.060

En lugares sujetos a exposición severa se debe prestar especial atención a los detalles del drenaje de la obra, a fin de garantizar que el agua sea drenada libremente y no se formen lagunas o depósitos.

El daño potencial que los cloruros pueden provocar al acero embebido en el concreto sugiere la recomendación de no permitir la presencia de ellos en la mezcla. Ello eliminaría la posibilidad del empleo del agua de mar como agua de mezclado, el uso de agregados que hayan sido mojados por agua de mar o que contengan sales, y el empleo de aditivos con algún contenido de cloruros

En la práctica es imposible obtener una mezcla absolutamente libre de cloruros, los cuales pueden estar presentes en cantidades variables en todos los ingredientes del concreto. El procedimiento indicado es limitar el contenido total de cloruros en la mezcla (aportados por el material cementante, agregados, agua y aditivos) a un valor inferior al necesario para provocar corrosión. Siempre es conveniente determinar el valor límite por encima del cual el contenido de cloruros de la mezcla puede ocasionar corrosión en el acero. Ello considerando que van a existir cloruros y los otros elementos, oxígeno y humedad, que son necesarios para que se produzca corrosión. Adicionalmente debe considerarse la forma en que se presentan los cloruros.

El cloruro presente en el concreto puede ser soluble en agua o él puede estar combinado químicamente con otros ingredientes. Los cloruros solubles pueden contribuir a producir corrosión, en tanto que los combinados tienen poco efecto. Está demostrado que cuando el contenido total de cloruros está cercano al límite capaz de producir corrosión, un 50% a un 80% puede ser soluble. Sin embargo existen excepciones que devienen del hecho que un gran

porcentaje del cloruro de calcio contenido en los aditivos se combina químicamente con el cemento y no participa en el proceso corrosivo. Igualmente, algunos de los agregados tienen un contenido total de cloruros muy alto, pero sólo una pequeña parte de ellos es soluble.

Por lo tanto, al considerar la posibilidad que ocurra corrosión se debe tomar en cuenta únicamente la cantidad de cloruros existentes en el concreto en forma de cloruros solubles, en lugar de medir la cantidad total de cloruros. Las pruebas para determinar la cantidad de cloruros solubles son lentas, defíciles de controlar, y afectan los resultados factores tales como el tamaño del especimen, tiempo de ebullición y/o tiempo de impregnación, temperatura, etc., y, en consecuencia, la prueba debe realizarse en forma estandarizada.

Si la cantidad de cloruros no llega al límite máximo permisible, no será necesario determinar el contenido de cloruros solubles. Pero si el contenido total de cloruros es mayor que el límite, es recomendable determinar la cantidad de cloruros solubles a fin de evaluar el porcentaje de riesgo. Si en esta evaluación se obtiene un valor superior al límite pueden presentarse procesos de corrosión, en presencia de oxígeno y humedad. Si la prueba arroja resultados por debajo del límite el riesgo de corrosión es bajo.

De acuerdo al conocimiento actual y atendiendo a las recomendaciones de la Norma E.060, se sugiere los siguientes límites máximos de ión cloruro soluble en agua, expresados como porcentaje en peso del cemento

.- Concretos presforzados 0.06%

.- Concreto armado expuesto a la acción de cloruros 0.10%

.- Concreto armado no protegido que puede estar sometido a un ambiente húmedo pero no a cloruros (incluye ubicaciones en las que el concreto puede estar ocasional-mente húmedo, tales como cocinas, garajes estructuras ribereñas, y áreas con hume-dad potencial por condensación..... 0.15%

.- Concreto que deberá estar seco o protegido de la humedad durante su vida por medio de recubrimiento impermeable 0.80%

El ingeniero debe aplicar su criterio al utilizar estos límites, teniendo en cuenta que otros factores, tales como humedad y oxígeno, siempre son necesarios para que se produzca la corrosión electroquímica. Es aconsejable efectuar mediciones rutinarias del contenido total de cloruros para compararlo con los límites sugeridos. Estas mediciones se pueden efectuar en los ingredientes del concreto, en mezclas de prueba, o en el concreto que se está produciendo. Si el contenido total de cloruros excede el límite recomendado, su potencial para provocar corrosión se puede estudiar más si se utiliza la prueba para cloruros solubles. Si los resultados de ésta son inferiores al límite, la probabilidad que los cloruros obtenidos en la mezcla de concreto puedan causar corrosión es muy baja.

No se debe añadir intencionalmente cloruro de calcio a la mezcla a utilizar en elementos presforzados o concreto armado convencional que vaya a estar expuesto a humedad y cloruros cuando entre en servicio, aún en el caso que la cantidad de cloruros presentes en los materiales no lluegue a los límites máximos recomendados.

Si los objetos metálicos embebidos en el concreto deben sobresalir de la superficie de éste y se han de exponer a un ambiente corrosivo, se debe prestar atención a la resistencia del metal a dicho ambiente; y evitar que el metal entre en contacto con otro metal diferente dentro del concreto; debiendo adicionalmente cuidarse que éste esté bien colocado alrededor de los objetos que sobresalen.

11.- MEDIDAS DE REPARACION

Este acápite analiza las medidas disponibles para parar o minimizar la actividad de corrosión en el metal embebido de una estructura de concreto armado estructuralmente adecuada. Las medidas de reparación que controlan la corrosión del acero de refuerzo embebido en el concreto tienen como

finalidad:

a) **Aislar la superficie de concreto del medio corrosivo.**
b) **Modificar el medio para que éste sea menos corrosivo; o**
c) **Modificar las reacciones electroquímicas en el acero de refuerzo.**

Hay varias opciones que permiten la reparación y rehabilitación de estructuras de concreto armado. Escoger una de ellas depende del deterioro que está presente, el medio, la disponibilidad de los productos de reparación, y la habilidad de la mano de obra que ejecuta el proceso de reparación. Entre las opciones de reparación se encuentra:

a) **El no hacer nada;**
b) **Remover el concreto descascarado y reemplazarlo con un parche de recubrimiento;**
c) **Remover todo el concreto contaminado con cloruros, o concreto carbonatado y parcharlo con un recubrimiento;**
d) **Instalar protección catódica para proteger el acero de refuerzo de mayor corrosión;**
e) **Usar extracción de cloruros electroquímica para remover los cloruros de la superficie de las barras de acero y mejorar la alcalinidad de la superficie de la barra;**
f) **Emplear la re-alcalinización para restaurar el pH del concreto; o**
g) **Usar inhibidores de la corrosión sobre la superficie del concreto para reducir la tasa corrosión de las barras de refuerzo embebidas.**

Después que se ha completado la reparación, es importante prevenir el futuro deterioro de la estructura. Las estructuras de concreto armado podrían ser protegidas de medios corrosivos aplicando una variedad de sistemas de barrera entre la estructura y el medio corrosivo. La barrera podría ser un revestimiento o una membrana aplicada en la superficie de concreto; que será parte integral del concreto a través de la impregnación de polímeros; o como una sobrecapa de concreto polimerizado, modificado con látex, o con microsílice. La recomendación ACI 546R proporciona la guía para la selección y aplicación de materiales y técnicas de reparación, protección, y reforzamiento de estructuras de concreto.

El medio podría ser alterado para reducir la corrosión mediante la remoción de los iones cloruro, oxígeno y humedad. La corrosión también podría ser controlada modificando las reacciones electroquímicas en el acero de refuerzo, como se hace mediante una protección catódica, donde el acero de refuerzo se convierte en cátodo con respecto a un ánodo externo o a través de la aplicación de inhibidores de la corrosión hacia lugares anódicos.

Casi todas las estructuras de concreto armado son susceptibles a corrosión. A pesar que las plataformas en puentes son quizás los ejemplos más visibles hoy en día, hay muchos otros tipos de elementos de concreto armado que experimentan corrosión del acero de refuerzo como edificios, caissons, cimentaciones, estacionamientos, pilotes, muelles, tanques de agua, etc. Algunos de estos elementos pueden estar parcial o totalmente dentro del terreno. Las estructuras marinas están expuestas generalmente a sustancias acuosas. Los puentes, áreas de estacionamiento, y edificios están expuestos a condiciones atmosféricas.

Si la estructura de concreto armado o elemento está enterrado o permanentemente bajo agua, la superficie de concreto no es accesible a tratamientos, por lo que esto sería impráctico. De la misma manera, si el elemento está expuesto a una gran masa de agua, modificar el medio para hacerlo menos corrosivo no es práctico. Por lo tanto, no todos los métodos de reparación son aplicables para todo tipo de estructuras en diferentes medios.

La protección catódica se ha usado para prevenir la corrosión de estructuras de concreto armado en medios corrosivos, pero se debe tener mucho cuidado si se considera usar este sistema en estructuras que contienen tendones pretensados.

Los métodos actualmente usados para aislar estructuras de concreto armado de medios corrosivos incluyen el revestimientos de superficie y membranas, impregnación de polímeros, sobrecapas de concreto polimerizado, concretos con microsílice, o concretos modificados con látex. Estos sistemas de barreras reducen el ingreso de oxígeno, agua y agentes corrosivos, como iones cloruro, que son requeridos para mantener las reacciones de la corrosión.

Los sistemas de barreras usados después que la corrosión se ha iniciado no la detienen, pero pueden disminuir los efectos del proceso de corrosión. Si los agentes de corrosión, particularmente iones cloruro, están en cantidades suficientes, el proceso de corrosión continuará hasta que la integridad de la estructura esté amenazada. Por lo tanto, estos sistemas deberán ser considerados solo como remedios temporales y se requerirá un mantenimiento continuo. Las reparaciones pueden durar de 10 a 20 años. Todos los sistemas de barreras contendrán discontinuidades como pequeños huecos, grietas, u otros defectos que permitirán el ingreso de agentes corrosivos en determinadas áreas. Sin embargo, estos sistemas pueden reducir sustancialmente la tasa de ingreso de los agentes corrosivos y retardar el proceso de corrosión.

Los métodos empleados para hacer que el medio sea menos corrosivo incluyen la remoción o eliminación de sustancias y condiciones que promuevan la corrosión, como cloruros, sulfuro de hidrógeno, agua y oxígeno.

Mejorar el drenaje y aplicar materiales en la superficie, como revestimiento de silane, reducirá la penetración de agua en el concreto. Gases como el oxígeno y el sulfuro de hidrógeno puede ser eliminados de los electrolitos mediante procesos químicos que son aplicables predominantemente a estructuras expuestas en soluciones acuosas.

Los cloruros pueden ser removidos de la vecindad del acero de refuerzo por un proceso conocido como ECE. El proceso ECE fue investigado desde 1970. El proceso consiste en colocar un ánodo (compuesto prefabricado) y un electrolito (agua potable o una solución de hidróxido de calcio que circula a través del sistema) sobre la superficie de concreto y pasar una corriente directa entre el ánodo y el acero de refuerzo que actúa como cátodo. En este proceso electroquímico, los iones cloruro migran hacia el ánodo, lejos del acero de refuerzo. El tiempo de tratamiento varía de 10 á 50 días, y la carga total varía de 650 á 1600 A-h/m2. Este proceso remueve de 20 a 50% de cloruros presentes en el concreto.

La cantidad de cloruros removidos depende de varios factores, incluyendo la cantidad de cloruros presentes, su distribución en el concreto, y

los detalles del refuerzo de acero. Después que se completa el tratamiento, los cloruros que permanecen en la estructura podrían ser suficientes para reiniciar la corrosión. Estos cloruros, sin embargo, son distribuidos lejos del acero de refuerzo, y se requiere de tiempo para que ocurra una redistribución.

El retorno a las condiciones de corrosión es retrasado por el incremento de la alcalinidad en la superficie del acero de refuerzo y el desarrollo de una película de oxígeno protectora sobre la superficie de acero. Los estudios de laboratorio indican que el proceso ECE prevendrá la corrosión por más de 10 años si se previene la contaminación con nuevos cloruros.

El ECE es particularmente utilizado en estructuras de concreto armado en las cuales está llevándose a cabo la corrosión activa pero que no presentan daños significativos. La aplicación de la ECE se limita a estructuras con acero no pretensado.

La impregnación profunda con polímeros es otra técnica para modificar el medio alrededor del acero de refuerzo, donde un material no conductor de electricidad reemplaza el agua de poro del concreto y detiene la corrosión. En este proceso, se cortan ranuras de 1.9 cm de ancho, 3.8 cm de profundidad, y 7.5 cm en el centro en la plataforma de concreto. El concreto es secado hasta una profundidad de 1.3 cm bajo la superficie por calentadores infrarrojos y es enfriado lentamente a temperatura ambiente. Se vierte monómero dentro de las ranuras y se aplica calor para su polimerización. Las ranuras son cubiertas con mortero modificado con látex. Debe recordarse que el secado inicial del concreto podría causar agrietamiento extensivo en la superficie de concreto. Los tratamientos con polímeros son considerados experimentales.

La corrosión del acero de refuerzo en el concreto puede ser causada por corrientes externas como en el caso de elementos estructurales en contacto con el terreno. Una forma de mitigar este tipo de corrosión es conectando la estructura que está siendo afectada a través de una resistencia a una fuente de corriente externa; de esta manera, la corriente retorna a su fuente vía una ruta metálica de tal manera que la estructura afectada no tenga pérdida de metal.

Otro método usa ánodos galvánicos para drenar la corriente

recolectada la cual se pasa al electrolito y regresa a su fuente desde la superficie del ánodo. El sistema debe ser apropiadamente diseñado, instalado, y mantenido para asegurar que el electrodo de la descarga de corriente es la ruta menos resistente hacia la fuente.

El diagrama de Pourbaix para el hierro muestra que el acero embebido es normalmente pasivo debido al recubrimiento de concreto altamente alcalino. El diagrama muestra otra área donde no ocurre corrosión en el acero. Esta área, en la porción más pequeña del diagrama, es llamada "de inmunidad", donde el potencial del acero es más negativo que en cualquier condición naturalmente ocurrida, sin tener en cuenta el pH.

El método que proporciona mayor potencial de acero negativo requerido para la inmunidad se llama protección catódica. Sobre este punto nos ocuparemos ampliamente en el Anexo 3.

12. RESUMEN

Los métodos para controlar la corrosión en estructuras de concreto reforzadas usan los principios ingenieriles de corrosión dirigidos a aislar el concreto reforzado de un medio corrosivo o de la alteración del medio, o el control del flujo de la corriente eléctrica dentro del medio. Los agentes corrosivos están siempre presentes dentro de la matriz del concreto cuando la corrosión es detectada en un miembro de concreto armado.

A pesar que las medidas que aislan el concreto minimizan la tasa de corrosión o de ingreso de agentes corrosivos adicionales, ellas atrapan las cantidades existentes de estos agentes corrosivos. La efectividad de las medidas de aislamiento pueden ser mejoradas removiendo los agentes corrosivos antes del sellado.

Muchas de las medidas propuestas están en la etapa de desarrollo; la impregnación de polímeros y los inhibidores de corrosión no han sido demostrados como métodos prácticos del control de corrosión.

Se define como corrosión a la reacción de los elementos metálicos y no metálicos que se encuentran en su proximidad, dando lugar a compuestos químicos, ya sean óxidos ó sales, pasando así del estado natural al estado

combinado.

La corrosión del hierro se comprende por dos grados de oxidación. El hidróxido ferroso Fe(OH)2 y el hidróxido férrico (FeO(OH), que son compuestos químicos que dan muy poca o ninguna protección de los productos corrosivos que se forman. Siendo el fierro el metal de mayor utilidad al ser humano se requiere un estudio profundo sobre su corrosión y la prevención de la misma.

Los compuestos químicos conocidos como productos de la corrosión pueden clasificarse en los dos grupos siguientes: solubles e insolubles. Los productos insolubles de corrosión son aquellos que forman una película sólida e impermeable en la superficie de corrosión. Esta película reacciona retardando su incremento a medida que aumenta el espesor de la película, pudiendo llegar a detenerse. A altas temperaturas la película se forma con mayor rapidez. La velocidad de engrosamiento disminuye a medida que la película aumenta en espesor. Los productos solubles de corrosión son líquidos y generalmente aceleran el proceso de corrosión.

Los efectos que produce la corrosión son el efecto electroquímico; el ataque directo del metal por oxígeno suelto; y la destrucción de piezas metálicas. El efecto electroquímico es la acción química producida por la generación de corrientes eléctricas en los metales, la cual está regida por las Leyes de Faraday y de Ohm. La Ley de Faraday señala que "Si una corriente de un amperio se hace pasar a través de una célula eléctrica, consistente en dos electrodos metálicos sumergidos en una solución en un electrolito, entonces, y en ausencia de efectos secundarios, la velocidad de corrosión soportada por el ácido será I/F equivalente gramo por segundo, siendo F el número de Faraday". Ello significa que un amperio-hora disolverá 1.04 gramos de hierro puro como sal ferrosa.

Como es conocido, la Ley de Ohm dice "Si la F.E.M. real que pasa a través de la célula electrolítica es E voltios, la corriente en amperios (I) será E/R, donde R es la resistencia de la celula en Ohm. La velocidad de corrosión será: E/RF". En la práctica la F.E.M. es suministrada por el mismo metal, debido a la polarización el valor de E tiende a disminuir con la densidad de la corriente. La generación de la corriente eléctrica que produce la corrosión

varía según cada tipo de metal.

Adicionalmente debe indicarse que cualquier cambio químico comprende un desplazamiento de electrones; pero muchos de los verdaderos procesos de corrosión no son electro-químicos: la combinación directa del metal con el oxígeno casi siempre produce cuerpos difícilmente solubles en contacto físico con el metal, de modo que entorpece el ulterior ataque.

Es importante indicar que los metales ligeramente expuestos a la atmósfera reciben abundante oxúgeno, pero con frecuencia poca humedad, dependiento ésto de la humedad relativa ambiente. En ausencia de electrolitos, la película de óxido directamente formada detendrá su propio crecimiento.

ANEXO 1

CORROSION DEL ACERO PRE-ESFORZADO

1.- ALCANCE

El concreto pretensado se refiere a sistemas en los que alambres o torones de alta resistencia son esforzados antes de la colocación del concreto. El concreto es colocado alrededor del acero pre-esforzado (adhiriendo el acero al concreto) y luego se le permite curar hasta una resistencia específica. Después, se libera la tensión del acero, colocando el miembro en compresión. El pretensado es comúnmente practicado tanto para vigas de puentes

estandarizados y elementos de edificios, tales como vigas sólidas, vigas T simples y dobles, etc.

El concreto postensado es presforzado después que el concreto ha sido colocado y se le ha permitido curar hasta una resistencia especificada. Este término se emplea para tendones revestidos y o revestidos.

En el primer caso de postensado, se colocan ductos en los encofrados antes de vaciar el concreto. Después que el concreto es vaciado y curado hasta una resistencia especificada, se colocan en el ducto los tendones que posteriormente son esforzados y anclados. Después de este procedimiento, los ductos son generalmente inyectados con una lechada (mezcla fluída de cemento, agua, y opcionalmente aditivos) que llena los espacios entre los elementos individuales del tendón y entre el tendón y el ducto. Esta lechada proporciona protección contra la corrosión del tendón debido al ambiente altamente alcalino de ésta y a la adherencia entre el concreto y el tendón. Esta forma de persforzado es empleada en puentes, edificios, presas, etc.

En el segundo caso de postensado, se usan tendones de un solo cable. Cada tendón es colocado dentro de una envoltura individual, y el espacio anular es rellenado con una cera o grada inhibidora de la corrosión. El tendón es instalado en el encofrado antes de colocar el concreto. La envoltura proporciona una barrera entre el cable engrasado y el concreto, permitiendo que el cable sea esforzado después que el concreto ha sido vaciado.

El medio alcalino, proporcionado por un concreto libre de cloruros de buena calidad, protege el acero presforzado de la corrosión tal como lo hace con las barras de refuerzo. El grado al cual el concreto proporciona una protección satisfactoria es, en la mayoría de los casos, una función de la calidad del concreto (lechada), espesor del recubrimiento, y el grado en el cual se sigan las buenas practicas constructivas durante todo el diseño y operaciones de construcción.

La pérdida del área de la sección transversal del acero pre-esforzado debido a la corrosión es un problema muy grave debido a dos razones. La primera es que el acero pre-esforzado experimenta un nivel de esfuerzo aplicado continuo de aproximadamente 55 a 65% de su última resistencia a la

tensión a lo largo de toda su vida, la cual puede alcanzar temporalmente valores muy altos durante la aplicación de los esfuerzos. La pérdida de sección transversal incrementa el esfuerzo neto en el presforzado, posiblemente conllevando a la deformación local o fractura.

La segunda razón es que la resistencia del acero pre-esforzado es normalmente de cuatro a cinco veces mayor que el acero de refuerzo no pre-esforzado. Por lo tanto, si una estructura de concreto pretensado y una estructura con refuerzo no presforzado tienen la misma tasa de corrosión, la estructura de concreto pretensado soporta de cuatro a cinco veces el daño de una estructura con refuerzo no presforzado.

La diferencia indicada será aún mayor debido a que los tendones pre-esforzados están generalmente formados de alambre de diámetros menores que perderán el área de la sección transversal a una tasa mayor que las barras de mayor diámetro. Por lo tanto, los esfuerzos de reparación en estructuras de concreto pretensado dañados por corrosión deberían considerar esta diferencia.

2.- CRISTALIZACION POR HIDROGENO

La cristalización por hidrógeno se define como la reducción en la ductilidad debido a la absorción del hidrógeno atómico dentro de superficie el metal y a su acumulación cerca de los microvacíos. El hidrógeno disuelto entonces interfiere con el mecanismo de deslizamiento, reduciendo la ductilidad del metal. Para que una falla por vitrificación califique como agrietamiento por esfuerzo de corrosión, el metal debe estar bajo esfuerzo de tensión y simultaneamente expuesto a un ambiente corrosivo. Elesfuerzo de tensión puede ser aplicado o residual, y el ambiente corrosivo debe ser específicamente dañino para el metal o la aleación.

Además, los ambientes dañinos no deben ser generalmente corrosivos en el sentido normal; lo que significa que los productos de corrosión y la pérdida de peso en, o cerca, de la falla pueden ser insignificantes. El agrietamiento toma la forma del agrietamiento transgranular (las grietas se propagan a través de los granos) o intergranular (las grietas ocurren en la frontera de los granos).

La critalización del hidrógeno ocurre solamente con la absorción de atomos de hidrógeno debido a que la molécula de hidrógeno es muy grande para penetrar la estrutura cristalina del acero. A diferencia del agrietamiento por esfuerzo de corrosión, el material no necesita estar esforzado. El hidrógeno puede introducirse antes de la instalación durante el proceso de fabricación o almacenamiento; por ejemplo, cuando un tendón es almacenado en un ducto esperando la aplicación del esfuerzo y de la inyección de lechada.

El daño producido por la cristalización por hidrógeno, agrietamiento por esfuerzos de corrosión, fatiga por congelación, y fatiga por corrosión pueden afectar significativamente el comportamiento del acero pre-esforzado. Un hecho que hay que resaltar acerca de estos mecanismos es que puede haber muy poca advertencia visible, como el producto de la corrosión, inmediatamente antes de la falla. Además, las fallas son generalmente cristalinas, involucrando poca elongación antes de la fractura. Es importante que los diseñadores estén concientes de los problemas potenciales y de los ambientes que podrían causarlos.

3.- DETERIORO DEL ACERO PRE-ESFORZADO

La corrosión se define como el ataque destructivo de un material a través de una relación con su medio ambiente. Los mecanismos fundamentales para la corrosión del acero pre-esforzado en el concreto son esencialmente los mismos que para las barras de refuerzo de menor grado.

4.- AGRIETAMIENTO POR ESFUERZOS DE CORROSION Y CRISTALIZACION POR HIDROGENO

La susceptibilidad del acero a estos dos mecanismos generalmente se incrementa con resistencias mayores. Esta característica, junto con la tendencia al uso de tendones de alta resistencia en puentes y plataformas de estacionamientos, contribuyó a la preocupación acerca de posibles daños. La cristalización por hidrógeno se define como la reducción en la ductilidad debido a la absorción del hidrógeno atómico dentro de la lechada de metal.

Para que una falla por vitrificación califique como agrietamiento por

esfuerzo de corrosión, el metal debe estar bajo esfuerzo de tensión y simultáneamente expuesto a un ambiente corrosivo. El esfuerzo de tensión puede ser aplicado o residual, y el ambiente corrosivo debe ser específicamente dañino para el metal o la aleación.

Además, los ambientes dañinos no deben ser generalmente corrosivos en el sentido normal; lo que significa, que los productos de la corrosión y la pérdida de peso en o cerca de la falla pueden ser insignificantes. El agrietamiento toma la forma del agrietamiento transgranular (las grietas se propagan a través de los granos) o intergranular (las grietas ocurren en la frontera de los granos).

Se cree que los nitratos tienen los efectos más fuertes sobre el acero y estos ambientes son comúnmente usados para evaluar rápidamente la susceptibilidad de los aceros a agrietamiento por esfuerzo de corrosión.

La cristalización del hidrógeno ocurre solamente con la absorción de los átomos de hidrógeno debido a que la molécula de hidrógeno es muy grande para penetrar la estructura cristalina del acero. Para que este mecanismo ocurra, el material no necesita estar esforzado. El hidrógeno puede ser introducido antes de la instalación durante el proceso de fabricación o almacenamiento. Así por ejemplo, la cristalización por hidrógeno puede ocurrir mientras que un tendón es almacenado en un ducto esperando la aplicación del esfuerzo y de la inyección de lechada, posteriormente se manifiesta cuando los tendones son pre-esforzados y el tendón falla. También puede ocurrir cuando el acero es tensado y, si hay disponible suficiente hidrógeno atómico para su absorción, éste eventualmente se fracturará.

Algunos indican que la cristalización por hidrógeno es una forma de agrietamiento por esfuerzos de corrosión; sin embargo, el agrietamiento por esfuerzos de corrosión no es una forma de cristalización por hidrógeno. Una de las dificultades al distinguir entre los dos tipos de fallas es que ambos ocurren por fractura cristalina y ambos podrían tener la misma apariencia (pequeño desgaste). En ambos casos, puede o no presentarse picaduras en el acero o una corrosión generalizada, y ocurre una elongación y reducción del área de la sección transversal muy pequeña antes de la fractura.

Las dos teorías que han sido propuestas para explicar el agrietamiento por esfuerzos de corrosión son la disolución electroquímica y la absorción de esfuerzo. La primera teoría parte de una premisa: que las celdas galvánicas son organizadas a lo largo de los límites de los granos en el metal. La disolución electroquímica localizada abre una grieta. El esfuerzo rompe la película de óxido cristalino sobre un nuevo material anódico, el cual está corroído. Este proceso continúa a medida que las grietas van a través del material. La segunda teoría propone que los lazos cohesivos entre los átomos del metal se debilitan por la absorción de componentes dañinos del ambiente. El esfuerzo aplicado causa el desarrollo de la grieta a lo largo del borde debilitado. Por lo tanto, esto es causado por elementos que debilitan el enlace atómico, y no por disolución anódica.

Una teoría acerca de la cristalización por hidrógeno propone que el hidrógeno atómico se esparce dentro de la lechada de metal y se acumula cerca de los puntos de dislocación o microvacíos. El hidrógeno disuelto entonces interfiere con el mecanismo de deslizamiento, reduciendo la ductilidad del metal. Sin tener en cuenta el mecanismo, la presencia del hidrógeno atómico en cantidades significativas pueden promover el comportamiento no dúctil en los aceros de alta resistencia.

Según las investigaciones de Yamaoka y Tanaka, en 1993, sugieren que ambos mecanismos son fenómenos diferentes y pueden ser distinguidos por el patrón de agrietamiento. El agrietamiento por esfuerzos de corrosión es un fenómeno basado en la disolución y toma mayor tiempo para su ocurrencia que la cristalización por hidrógeno.

Los aceros al carbono son más susceptibles a la cristalización por hidrógeno ya que el contenido de carbono del acero afecta la solubilidad del hidrógeno dentro de la lechada. Con el incremento del carbono, hay un incremento en las partículas de cementita y un alargamiento de la interfase ferrito-cementita, permitiendo que más átomos de hidrógeno sean atrapados.

3.1.- HIDROGENO GENERADO POR LA CORROSIÓN

La concentración de cloruros en la base de una grieta en el concreto o lechada pueden llevar a la corrosión por picaduras. El proceso se inicia por la

llegada se suficientes cantidades de iones cloruro a la superficie del acero para perturbar la capa pasiva e iniciar el proceso de corrosión activa. Cuando se agota el oxígeno local disponible, la reacción cesa en la picadura y empieza en los sitios adyacentes a la picadura donde hay oxígeno disponible para la reacción de reducción. La disolución de los iones de hierro continua, produciendo un exceso de carga positiva en la región de la picadura . Los iones de cloruro cargados negativamente son arrastrados hacia los iones de hierro en la picadura, resultando en el incremento de la concentración del cloruro férrico que se hidroliza, produciendo óxido insoluble y ácido libre.

Con la producción de ácido libre, el potencial en la región llega a ser más negativo. Los lugares adyacentes producen iones hidroxilo que incrementan el pH en los lugares catódicos. El pH en la picadura puede ser tan bajo como de 1.5 a 5.0, resultando en un cambio en el potencial de corrosión bajo el potencial de hidrógeno reversible. Dentro de la picadura, el H_2O se disocia en el lugar del ánodo para formar protones de H^+ que migran hacia el lugar del cátodo donde son descargados y absorbidos dentro del acero. A medida que el pH disminuye, la combinación de electrones y protones de hidrógeno tienden a reemplazar la reacción catódica que ocurre fuera de la picadura, y el proceso continúa con la recolección de hidrógeno atómico en las imperfecciones del acero.

3.2.- PROTECCION CATODICA

Si el concreto o lechada que rodea el acero pre-esforzado está contaminado con cloruros, la protección catódica puede prevenir la corrosión del acero. La protección catódica consiste en polarizar catódicamente el acero pre-esforzado con respecto a un ánodo de sacrificio. La polarización puede ser proporcionada por una diferencia natural en los niveles de polarización entre dos materiales o por una corriente impuesta. Esto hace que el ánodo se corroa sacrificadamente para proteger el cátodo. Dependiendo del nivel y magnitud de la corrosión, podría necesitarse una corriente impuesta para polarizar y proteger el acero.

4.- PROTECCI0N CONTRA LA CORROSION DE ESTRUCTURAS NUEVAS

Las medidas de protección contra la corrosión para estructuras de

concreto pretensado son esencialmente las mismas que para las estructuras de concreto con refuerzo convencional. Sin embargo, para tendones no embonados se requieren medidas adicionales debido a que la protección depende mucho más del revestimiento protector. La mayoría de la información proporcionada para el acero de refuerzo convencional es aplicable a las estructuras de concreto pretensado.

La protección contra la corrosión del concreto pretensado se divide en tres categorías:

1.- **Medidas que maximizan la protección proporcionada por el concreto;**
2.- **Medidas que previenen el ingreso de cloruros al concreto;**
3.- **Medidas que directamente previenen la corrosión del sistema pre-esforzado.**

Las primeras dos categorías son las mismas que las usadas para estructuras de concreto con refuerzo convencional.

Para los elementos pre-esforzados embebidos en concreto, la calidad del concreto es el factor más importante para asegurar su tiempo de vida, afectando todos los aspectos de la durabilidad, incluyendo la corrosión. La efectividad del concreto como protector de la corrosión del acero de refuerzo depende de dos factores igualmente importantes:

a) **Las propiedades de los materiales del concreto, y las prácticas de diseño y constructivas. y**
b) **Tratamientos tales como membranas a prueba de agua, recubrimientos, e impregnación con polímeros.**

La última categoría involucra aspectos únicos para los concretos pretensados como la selección de los materiales de los tendones pre-esforzados, los sistemas de protección para este tipo de concretos, y la protección catódica.

4.1.- SELECCIÓN DE LOS MATERIALES PARA LOS TENDONES PRE-ESFORZADOS

La selección del tipo de material para los tendones pre-esforzados depende tanto de los requerimientos estructurales como de durabilidad. Aquí se describen algunas de las alternativas para los materiales a ser usados cuando la corrosión es una preocupación. Los revestimientos más comúnmente usados son los revestimientos epóxicos y la galvanización con zinc

4.1.1.- REVESTIMIENTO EPOXICO

Es un revestimiento orgánico que aisla el acero del contacto con el oxígeno, humedad, y químicos agresivos.

A.- TORONES REVESTIDOS CON EPOXY

Es utilizado de dos maneras: revestidos, y revestidos y rellenos. En la primera forma de uso, se suministra un revestimiento grueso alrededor de la circunferencia exterior del torón. En la segunda forma de uso, aparte de realizar lo antes mencionado, también se rellena los vacíos entre los cables individuales con epóxy, lo cual previene la migración de la humedad y cloruros a lo largo de los vacíos del torón.

Ambas configuraciones se pueden utilizar con una superficie lisa o con partículas de arenisca embebidas en la superficie para mejorar las características de adherencia. El revestimiento con la superficie lisa se usa en aplicaciones donde la adherencia no es crítica. El espesor del revestimiento acabado es generalmente de 0.03” (0.76 mm); sin embargo, el espesor puede variar de 0.025 a 0.045” (0.63 a 1.14 mm), de acuerdo a la norma ASTM A 882.

B.- BARRAS PRE-ESFORZADAS REVESTIDAS CON EP0XY

Las barras tratadas revestidas con epóxy son revestidas de acuerdo a la norma ASTM A 775. El proceso de revestimiento es similar al de los torones pre-esforzados. Primero se limpian las barras y se precalientan, y después se aplica electrostáticamente a las barras el epóxy en polvo. El espesor final comparado al requerido del revestimiento con epóxy varía de 0.007 a 0.012”

(0.18 a 0.3 mm).

La efectividad de la protección contra la corrosión que proporciona este tipo de revestimiento depende de la calidad del revestimiento y de la cantidad de daño que sufra. El transporte y manipulación son fuentes comunes de daño al revestimiento; por lo tanto se debe tener cuidado para minimizar el daño que pueda producirse durante la colocación y esfuerzo de las barras.

4.1.2.- ACERO PRE-ESFORZADO GALVANIZADO

La galvanización con zinc es el revestimiento metálico mas efectivo para la protección contra la corrosión. El zinc proporciona protección mediante su propia corrosión en lugar del acero cuando es expuesto a un ambiente corrosivo, y cuando hay un contacto eléctrico entre ellos y está presente un electrolito lo suficientemente conductivo. La ventaja de esta protección es que no tiene que cubrir completamente la parte protegida. La abrasión o cualquier daño localizado en el zinc no deberá permitir la corrosión del acero bajo éste.

Existen algunas preocupaciones adicionales cuando se usan este tipo de revestimientos, especialmente en el acero de alta resistencia en contacto con pasta de cemento; pues en el medio altamente alcalino del concreto o de la lechada de cemento, la tasa de corrosión del zinc puede ser muy alta. Un producto de la corrosión del zinc es el gas de hidrógeno, el cual incrementa la preocupación por la cristalización por hidrógeno del acero de alta resistencia.

4.2.- PROTECCIÓN CONTRA LA CORROSI0N MEDIANTE SISTEMAS PRE-ESFORZADOS

4.2.1.- CONSTRUCCI0N PRE-TENSADA

Una protección básica para los concretos pre-tensados es proporcionada por la calidad y el recubrimiento del concreto sobre el acero pre-esforzado. Generalmente se utilizan concretos de mucha mayor resistencia que permitan destensionar los torones pre-esforzados a edades tempranas de concreto para propósitos de construcción.

En ambientes agresivos la protección contra la corrosión es proporcionada mediante el uso de un concreto de alta calidad y baja permeabilidad con adecuado recubrimiento, aditivos inhibidores de la corrosión, o torones revestidos con epóxy.

Los extremos de los torones también deben estar protegidos con un adecuado recubrimiento que resista el ambiente corrosivo y las condiciones climáticas; de otra manera, la humedad y los cloruros podrían alcanzar los extremos causando corrosión. Pasado el tiempo, la humedad y los cloruros pueden progresar a lo largo del cable central del torón, causando la corrosión del elemento entero con el consiguiente resquebrajamiento del concreto

4.3.- PROTECCIÓN CAT0DICA

Muchos factores hacen que la protección catódica del acero pre-esforzado en concreto sea mas compleja que en el acero de refuerzo convencional. La fragilidad por cristalización debida al hidrógeno es una preocupación particular cuando se aplica la protección catódica al acero pre-esforzado en el concreto. Si se instala y opera un sistema de protección catódica de tal manera que la magnitud de la polarización es excesiva, el hidrógeno atómico puede ser generado en la superficie del acero, ocurriendo la cristalización. Este problema será de mayor preocupación cuando se utilice una corriente inducida.

Se puede ampliar los criterios sobre protección catódica revisando el Anexo 4 de este Capítulo.

ANEXO 2

RECUBRIMIENTOS PROTECTORES

1.- INTRODUCCION

Básicamente, todos los métodos que existen para lograr controlar la corrosión de los materiales metálicos, son intentos para interferir en el mecanismo de corrosión, de tal manera que se pueda hacer que éste sea lo más ineficiente posible.

Por ejemplo, disminuyendo el flujo de electrones entre los componentes metálicos de la celda de corrosión por el aumento de la

resistencia eléctrica del metal, de alguna manera disminuiría la corriente de corrosión y, por tanto, la velocidad de corrosión. Esto no es practicable generalmente, pero disminuir el flujo de corriente en el componente electrolítico de la celda de corrosión produciría el mismo efecto, y esto si es practicable.

Dado que para que exista un proceso de corrosión, debe formarse una pila o celda de corrosión y, por tanto, un ánodo, un cátodo, un conductor metálico y una solución conductora. además de una diferencia de potencial entre los electrodos o zonas anódicas y catódicas, la eliminación de alguno de los componentes esenciales de la mencionada pila, podría llegar a detener el proceso.

En la práctica existen tres maneras de lograr lo anterior y por tanto de luchar contra la corrosión:

a) **Aislamiento eléctrico del material. Esto puede lograrse mediante el empleo de pinturas o resinas, depósitos metálicos de espesor suficiente o por aplicación de recubrimientos diversos. De esta forma, se puede lograr aislar el metal del contacto directo con el medio agresivo (agua, suelo y atmósfera en general).**

b) **Cambiando el sentido de la corriente en la pila de corrosión. Por ejemplo, conectando eléctricamente el acero con un metal más activo (zinc o magnesio) se puede llegar a suprimir la corrosión del acero, ya que dejará de actuar como ánodo y pasará a comportarse como cátodo, dejando el papel de ánodo al metal más activo (zinc o magnesio). Este es el principio de la protección catódica, de la cual nos ocuparemos en el Anexo 4.**

c) **Polarización del mecanismo electroquímico. Esto se puede lograr bien eliminando el oxígeno disuelto, bien mediante la adición en el medio agresivo de ciertas sustancias llamadas inhibidores, las cuales pueden llegar a polarizar uno de los electrodos de la pila de corrosión y por lo tanto, llegar a detener o cuanto menos disminuir sus efectos. En la práctica, lo anterior conlleva una modificación del entorno o medio ambiente, al cual está expuesto el metal.**

A continuación, en éste y los otros Anexos siguientes, se analizan, con un poco más de detalle, en qué consiste cada una de las tres maneras propuestas de luchar contra la corrosión.

2.- RECUBRIMIENTOS PROTECTORES

Estos recubrimientos se utilizan para aislar el metal del medio agresivo. Veamos, en primer lugar, aquellos recubrimientos metálicos y no-metálicos que se pueden aplicar al metal por proteger, sin una modificación notable de la superficie metálica.

a) **Recubrimientos no-metálicos. Podemos incluir dentro de éstos las pinturas, barnices, lacas, resinas naturales o sintéticas. Grasas, ceras, aceites, empleados durante el almacenamiento o transporte de materiales metálicos ya manufacturados y que proporcionan una protección temporal.**

b) **Recubrimientos orgánicos de materiales plásticos: Esmaltes vitrificados resistentes a la intemperie, al calor y a los ácidos.**

c) **Recubrimientos metálicos: Pueden lograrse recubrimientos metálicos mediante la electrodeposición de metales como el níquel, zinc, cobre, cadmio, estaño, cromo, etc**

d) **Inmersión en metales fundidos: Zinc (galvanización en caliente), aluminio (aluminizado) etc.**

e) **Proyección del metal fundido mediante una pistola atomizadora. Metalizaciones al zinc, aluminio, estaño, plomo, etc.**

f) **Reducción química (sin paso de corriente): electrones. Por este procedimiento se pueden lograr depósitos de niquel, cobre, paladio, etc. Recubrimientos formados por modificación química de la superficie del metal. Los llamados recubrimientos de conversión consisten en el tratamiento de la superficie del metal con la consiguiente modificación de la misma.**

Entre las modificaciones químicas de la superficie del metal se pueden distinguir tres tipos principales:

a) **Recubrimientos de fosfato: El fosfatado se aplica principalmente**

al acero, pero también puede efectuarse sobre zinc y cadmio. Consiste en tratar el acero en una solución diluída de fosfato de hierro, zinc o magnesio en ácido fosfórico diluído. Los recubrimientos de fosfato proporcionan una protección limitada, pero en cambio resultan ser una base excelente para la pintura posterior.

b) Recubrimientos de cromato. Se pueden efectuar sobre el aluminio y sus aleaciones, magnesio y sus aleaciones, cadmio y zinc. Por lo general, confieren un alto grado de resistencia a la corrosión y son una buena preparación para la aplicación posterior de pintura.

c) Recubrimientos producidos por anodizado. El anodizado es un proceso electrolítico en el cual el metal a tratar se hace anódico en un electrolito conveniente, con el objeto de producir una capa de óxido en su superficie. Este proceso se aplica a varios metales no ferrosos, pero principalmente al aluminio y a sus aleaciones. Proporciona una buena protección y también resulta un buen tratamiento previo para la pintura posterior.

Se puede incluir tambien entre los recubrimientos con modificación de la superficie del metal los procesos de cementación. En este proceso, se convierte la superficie externa de la porción metálica que se quiere proteger, en una aleación de alta resistencia a la corrosión. El proceso consiste en calentar la superficie metálica en contacto con polvo de zinc (sherandizado), polvo de aluminio (calorizado) o un compuesto gaseoso de cromo (cromizado). Se obtienen capas de un considerable espesor.

3.- PROPIEDADES FISICAS DE LOS RECUBRIMIENTOS METALICOS

Refiriéndonos al acero como el material de más amplia utilización, la selección de un determinado recubrimiento metálico se puede efectuar y justificar sobre la base de una de las siguientes propiedades físicas, cuando se trata de proteger de una manera eficaz y económica la superficie del acero en condiciones determinadas:

1 Impermeabilidad, esto es, que el recubrimiento sea continuo y de espesor suficiente, lo cual permitirá aislar la superficie del acero

de los agentes agresivos.

2 Resistencia mecánica de los metales utilizados en los recubrimientos, para garantizar una buena resistencia a los choques, rozamientos ligeros o accidentales, etc.

3 Buena adherencia al acero.

4 Posibilidad de proporcionar superficies pulidas o mates, capaces de conferir a los objetos un acabado con fines decorativos.

Para obtener buenos resultados con los recubrimientos metálicos, hay que tener en cuenta una serie de operaciones que deben llevarse a cabo con anterioridad a la aplicación del recubrimiento.

4.- ESTADO DE LA SUPERFICIE A PROTEGER. PREPARACION DE LA SUPERFICIE.

La limpieza y puesta a punto de la superficie del acero antes de la aplicación de un recubrimiento metálico, son operaciones indispensables, sea cual sea el procedimiento de aplicación escogido. De la calidad de la preparación de la superficie dependerá la adherencia y, en consecuencia, la eficacia de la capa protectora.

Según el estado actual de la superficie por proteger, más o menos oxidada, se puede seleccionar el procedimiento mecánico de limpieza más adecuado, desde el granallado, chorreado de arena, pasando por una limpieza química o electroquímica, como los baños ácidos, con corriente eléctrica o sin ella. La selección de un recubrimiento está en función de las dimensiones de los objetos y de la extensión de la superficie que se quiere recubrir.

Los procedimientos que se aplican en recintos con hornos, cubas electrolíticas o crisoles, sólo pueden utilizarse para aquellas piezas cuyas dimensiones no están limitadas por su capacidad. Esto es válido para la galvanización, electrólisis, tratamientos térmicos. Por el contrario, la metalización con pistola permite efectuar recubrimientos metálicos independientemente de las dimensiones de la pieza, en razón de la movilidad del equipo.

Tanto la naturaleza como el espesor del metal protector son función de muchos parámetros, entre los cuales uno de los más importantes es el precio. Asimismo, es muy importante conocer con la mayor precisión posible el medio ambiente al cual va a estar sometida la pieza. En lo que concierne a los medios naturales, debe conocerse si se trata de una atmósfera exterior o interior.

Para los entornos diferentes a los naturales, es preciso conocer la mayor información posible sobre la composición química del medio, impurezas eventuales, estado físico, temperatura, etc.

5.- PROCEDIMIENTO DE APLICACION

Los procedimientos más comunmente empleados en la práctica para obtener recubrimientos metálicos sobre el acero son:

- **Inmersión en un metal**
- **Metalización por proyección con pistola**
- **Electrólisis**
- **Tratamientos termoquímicos de difusión**
- **Placado**

Los procedimientos de aplicación son de suma importancia en cuanto a la eficacia de la protección contra la corrosión, pues tanto el espesor, porosidad, como la naturaleza misma de las capas obtenidas son función del procedimiento de aplicación. Así por ejemplo, los recubrimientos electrolíticos que tienen espesores de algunos micrones, se reservan generalmente para su utilización en medio poco agresivo. En cambio, los recubrimientos obtenidos por inmersión en un metal fundido tienen espesores mayores.

Los recubrimientos obtenidos mediante proyección permiten obtener espesores más grandes y perfectamente controlables. Se utilizan especialmente en condiciones severas de corrosión.

El placado del acero permite asociar a la calidad mecánica del soporte, la resistencia a la corrosión del recubrimiento.

La selección entre los diferentes procedimientos de aplicación de los

recubrimientos metálicos se realiza siguiendo criterios tales como: el espesor de protección, dimensión de las piezas, agresividad del medio, duración prevista, etc. Muy brevemente se describirá cada uno de los procedimientos citados.

5.1.- INMERSION EN UN METAL EN FUSIO

Después de una adecuada preparación superficial (un decapado ácido por ejemplo), las piezas de acero se sumergen momentaneamente en un baño de un metal en fusión. Esta operación puede efectuarse para una sola pieza o para un conjunto, o también en continuo para productos siderúrgicos como tuberías laminadas, trefilados, etc. Tal técnica se utiliza habitualmente para los recubrimientos de zinc (galvanización en caliente), aluminio (aluminizado), estaño y plomo.

Después del enfriamiento, las piezas ya recubiertas pueden someterse a un tratamiento complementario de pasivación en ciertos casos.

5.2.- METALIZACION POR PROYECCION CON PISTOLAS

Esta técnica consiste en proyectar sobre la superficie del acero, ya preparada en unas condiciones especiales (por chorreado con arena o granallado), un metal en estado de fusión por medio de una pistola.

El espesor del recubrimiento se puede controlar fácilmente por el operador y puede variar según la naturaleza del metal proyectado y el resultado que se espera obtener. La mayoría de los metales o aleaciones pueden aplicarse de esta manera; zinc, aluminio, acero inoxidable, estaño, plomo, níquel, cobre, etc.

5.3.- ELECTROLISIS

Después de una cuidadosa preparación superficial que incluye un decapado ácido, seguido de neutralización y lavado, las piezas por tratar se sumergen en soluciones que contienen sales de los metales a depositar. Las piezas se colocan en posición catódica, conectadas al polo negativo de un generador. Bajo la acción de la corriente eléctrica proporcionada por un

generador, el acero se recubre del metal contenido en el baño o bien puede ser suministrado por un ánodo soluble del metal en cuestión. Los metales corrientemente depositados por vía electroquímica son: cromo, cobre, niquel, zinc, cadmio y estaño. Los depósitos obtenidos son por lo general de espesor pequeño (2 á 30 micrones)

5.4.- TRATAMIENTOS TERMOQUIMICOS DE DIFUSION

Los tratamientos termoquímicos de difusión, también conocidos como cementación, consisten en colocar las piezas de acero a tratar en una mezcla de polvo metálico y de enlazante (cemento) en un recinto a alta temperatura. El metal protector (recubrimiento) se difunde superficialmente en el metal base y forma una capa eficaz contra la corrosión. Los metales corrientemente aplicados por este método son el zinc (zinderización) y el aluminio.

5.5.- PLACADO

Después de un tratamiento superficial especial, la lámina del metal para aplicar y el metal base se someten a un proceso de colaminación en caliente, obteniéndose al final lámina de acero recubierta del metal aplicado. Este proceso puede efectuarse sobre una o las dos caras de la lámina de acero. El acero inoxídable, niquel, monel y el cobre se aplican comunmente por esta técnica.

ANEXO 3

INHIBIDORES DE LA CORROSION

1.- INTRODUCCION

En este Anexo se tratará lo relativo a los anticorrosivos inhibidores de la corrosión en el concreto armado. Un inhibidor de la corrosión es un aditivo, una sustancia química, el cual puede extender el tiempo de iniciación de la corrosión o reducir significativamente la magnitud de la corrosión del metal embebido, o ambos, protegiendo al metal contra el ataque electroquímico de sustancias agresivas. El mecanismo de la corrosión es complejo, y una teoría general no es aplicable para todas las situaciones. Los aditivos inhibidores de

la corrosión son usados ampliamente por la industria para modificar el comportamiento de las aguas, a efectos de un mejor control de la corrosión.

El principio del funcionamiento de los inhibidores es formar en la superficie misma de los electrodos de la pila causante de la corrosión, sea un compuesto insoluble, sea la fijación de una determinada materia orgánica, con el objeto de polarizar la pila de corrosión. El comportamiento de los inhibidores puede ser muchas veces peligroso, ya que en función de la concentración o de las circunstancias, pueden jugar tanto el papel de inhibidores como de estimuladores de la corrosión.

La mayoría de los investigadores coinciden en que los más importantes y aceptables inhibidores de la corrosión son los cromatos, benzoatos y nitratos. En el mercado nacional se da preferencia a las pinturas anticorrosivas y esmaltes, principalmente debido a su bajo costo. La efectividad de numerosos agentes químicos como inhibidores de la corrosión en el acero de refuerzo ha sido estudiada. Los grupos de investigación han dedicado sus esfuerzos principalmente a los cromatos, fosfatos, hipofosfitos, álcalis, nitritos, cloruros, benzoatos y aminas.

Se ha encontrado que algunos de ellos son efectivos en el control de la corrosión. Otros han producido resultados conflictivos en los ensayos de laboratorio. Algunos inhibidores que parecen ser químicamente efectivos pueden tener efectos adversos sobre las propiedades físicas del concreto. En general se acepta que todos los inhibidores deberán ser ensayados en el concreto antes de ser empleados.

El concreto, tal como se indicará al final de este anexo, proporciona excelente protección al acero embebido en él, aunque en un limitado número de casos se ha informado que si las aguas de infiltración o de percolación encuentran un camino a través del concreto, ellas pueden remover o carbonatar el hidróxido de calcio.

La principal contribución a la corrosión del acero de refuerzo es la presencia de cloruros en el concreto. Esta presencia puede deberse a la exposición del concreto a ambientes salinos o agua de mar, exposición a suelos salinos desde los cuales los cloruros pueden alcanzar el acero por

difusión a través del concreto, por ingreso de las soluciones descongelantes a través de las grietas o poros del concreto, o por el empleo de cloruro de calcio como aditivo.

Posiblemente, debido al hecho que se reconoce que el concreto en si mismo es un excelente elemento de protección, y a que las pinturas han indicado que inhibidores, tales como los cromatos, no proporcionan protección bajo condiciones en las que los cloruros entran al concreto, existe poca información en la literatura técnica en relación al empleo de aditivos inhibidores de corrosión en el concreto.

2.- LA CORROSION Y SU CONTROL

Como ya se ha indicado, la reacción de los elementos metálicos con los no metálicos, produce compuestos químicos en forma de óxidos y sales, los que se suele conocer como productos de la corrosión, los mismos que pueden acelerar, impedir, o no ejercer ninguna influencia sobre el curso de la corrosión.

Por ejemplo, si las sustancias son muy insolubles y no se depositan como película impermeable en contacto íntimo con la superficie metálica, la reacción de corrosión puede deternerse o retirarse. Si son solubles o no se precipitan en la superficie, la velocidad de corrosión permanecerá inalterable. Si solo una parte de la superficie está recubierta con productos de la corrosión, la acción corrosiva puede acelerarse en las zonas descubiertas, dando lugar a las llamadas picaduras.

El control de la corrosión se basa en la inhibición de las reacciones químicas que conducen a la destrucción del estado metálico. El carácter y extensión de las medidas preventivas adoptadas depende de la naturaleza del metal y del ambiente en el cual está expuesto. Hay otros métodos de control de la corrosión que consisten en la interposición de una película protectora entre el metal y el medio en el cual se encuentra.

3.- INHIBIDORES DE LA CORROSION

Un inhibidor de corrosión de metales en el concreto es una sustancia

que reduce la corrosión del metal sin reducir la concentración de los agentes corrosivos (ISO 8044-89) y esta definición se emplea para distinguir entre un inhibidor de corrosión y aquellas adiciones al concreto que mejoran su resistencia a la corrosión, reduciendo el ingreso de cloruros.

Los inhibidores de la corrosión no son un sustituto de un concreto sano. Ellos pueden trabajar, ya sea como inhibidores anódicos o catódicos, o ambos, o como consumidores de oxígeno. Una reducción significativa de la reducción anódica o catódica dará por resultado una reducción importante en la magnitud de la corrosión y un incremento en el nivel de control de la corrosión inducida por cloruros.

Hay un efecto más pronunciado cuando se emplea un inhibidor anódico, dado que promueve la formación de limonita, un óxido férrico que es un óxido pasivo en concretos con niveles típicos de pH. Al añadir un inhibidor catódico se impide la reacción, reduciendo la oxidación corrosiva.

Numerosos aditivos químicos, tanto orgánicos como inorgánicos se han presentado como inhibidores de la corrosión del acero en el concreto. Entre los inhibidores inorgánicos de la corrosión se menciona el dicromato de potasio, el cloruro estañoso, el cromato de zinc, el hipofosfito de calcio, el nitrito de sodio, y el nitrito de calcio. Todos estos compuestos serán tratados en detalle en este anexo.

4.- ACCION DE LOS AGENTES QUIMICOS

El nitrito de calcio ha sido documentado como un inhibidor efectivo y desde 1990, un aditivo conteniendo aminas y ésteres de ácidos grasos, y otro consistente de alcanolaminas han sido reportados como inhibidores efectivos. Estos estudios continuan a fin de determinar la efectividad de dichos inhibidores de la corrosión en construcciones nuevas y en la reparación y rehabilitación de estructuras existentes.

Según Cusham y Garden, el concreto mismo proporciona amplia protección al acero embebido en él, excepto en aquellos casos en que infiltraciones o percolaciones de agua encuentran un camino a través del concreto, llevando en su recorrido el álcali libre presente en forma de cal o

hidróxido de calcio. Según ellos, los cromos, ligeramente solubles, serían teóricamente los mejores protectores contra la corrosión del hierro y el acero.

En los trabajos efectuados por Dougill, se ha empleado benzoato de sodio como aditivo inhibidor de la corrosión. En este proceso se emplea 2% de benzoato de sodio diluido en el agua de mezclado, igualmente puede pintarse el acero de refuerzo con una lechada de cemento al 10% de benzoato de sodio; o emplear simultáneamente ambos procedimientos. El benzoato de sodio, que también es acelerante de fragua, está todavía presente en el concreto después de 5 años de exposición, habiéndose recuperado 1.3% en concretos a los cuales se había adicionado 2%. Este aditivo acelera el desarrollo de la resistencia en compresión.

Kondo, Takeda y Hideshima, han establecido y estudiado la corrosión del acero en concretos expuestos, ya sea a la acción de corriente alterna o corriente directa, habiéndose encontrado corrosión severa en concretos que contenían cloruros. Encontraron que la adición de compuestos a base de lignosulfonatos disminuía la velocidad de corrosión en concretos que contenín cloruro de calcio.

Moskvin y Alekseyev han estudiado el nitrato de sodio como un inhibidor de la corrosión del acero en los productos tratados en autoclave, caso en que la alta alcalinidad del acero puede considerarse reducida. En estos casos se ha encontrado que la adición de 2% a 3% de nitrato de sodio en peso del cemento es suficiente para inhibir el proceso corrosivo. Estudios complementarios efectuados por Serapin han confirmado que la adición de 2% de nitrato de sodio es efectiva para evitar la corrosión del acero en concretos que contienen cloruro de calcio.

Igualmente, el nitrito de sodio ha sido investigado como un inhibidor de la corrosión del acero en productos tratados en el autoclave, encontrándose que en un porcentaje del 2% al 3% puede ser un buen inhibidor en estas condiciones. Ha sido empleado con una aparente efectidad en Europa.

El nitrito de calcio es el inhibidor de la corrosión inorgánico más ampliamente empleado en el concreto, y tiene la ventaja de no producir los efectos colaterales del nitrito de sodio, principalmente la baja resistencia en

compresión, el tiempo de fraguado errático, las eflorescencias, y el incremento en la susceptibilidad a la reacción álcali-sílice.

Otros inhibidores orgánicos sugeridos incluyen la etil anilina, la morfolina, las aminas, y el mercatobenzotiasoleno. Sales de baja solubilidad, tales como determinados fosfatos, fluosilicatos, o fluoaluminatos, al 1% en peso de cemento han demostrado, a nivel de laboratorio que pueden ser efectivas.

En la fabricación de determinados productos de concreto, los cuales contienen acero, puede ser deseable acelerar la velocidad de desarrollo de resistencia por el empleo combinado de un acelerante y calor, este último, generalmente en forma de vapor a presión atmosférica. Cuando se emplea cloruro de calcio como acelerante en este tipo de curado, la velocidad de corrosión del acero se acelera.

Arber y Vivian han determinado que el cloruro estañoso, el cloruro férrico y el tio sulfato de sodio, actúan como acelerantes de manera similar al cloruro de calcio, pero dando una corrosión menor que este último. El cloruro estañoso parece ser el mejor de estos tres productos, y un 2% de la sal en peso del cemento se ha determinado como el porcentaje más efectivo, tanto desde el punto de vista de la aceleración como de la corrosión.

5.- ACCION DE AGENTES ORGANICOS

Los acabados orgánicos, en forma de pinturas, esmaltes, o lacas pueden emplearse como anticorrosivos. Las pinturas se definen como "composiciones líquidas que se convierten en una película sólida opaca después de aplicarse en capas finas"; los esmaltes son " pinturas que se caracterizan por su actitud para formar una película excepcionalmente lisa"; mientras que las lacas de celulosa son "composiciones de recubrimientos líquidos que, como ingredientes básicos de formación de película contienen esteres o esteres de celulosa y plastificantes con o sin resina".

Las pinturas constan esencialmente de una dispersión de un pigmento o combinación de pigmentos. Las pinturas se obtienen triturando los pigmentos en aceite, empleando molinos de rodillos de velocidad diferencial.

El principal empleo de las pinturas anticorrosivas aplicadas a las superficies metálicas es la protección y decoración de grandes estructuras fijas, tales como puentes, depósitos de aceites y gases, tuberias, etc. En estos casos el recubrimiento se aplica in situ.

Los esmaltes constan de dispersiones íntimas de pigmentos en un medio de barniz o resinas. El secado, es decir la conversión del estado de gel, puede ocurrir a temperaturas ambientes en virtud de la oxidacion o a temperaturas elevadas en presencia o no de oxígeno. El vehículo del esmalte puede ser una mezcla de aceite-resina o sencillamente una resina sintética sin mezcla alguna.

Las lacas o acabados de resinas de tipo disolvente tienden a ser clasificadas dentro del tipo de resinas no celulósicas del tipo secante-disolvente. Las lacas transparentes y reactivas en presencia del calor, se emplean en grados limitados para evitar la oxidación de las superficies metálicas pulimentadas.

Se ha comprobado que las pastas contituidas con bentonita son eficaces para retardar la corrosión de los aceros almacenados en casetas al aire libre. Estas pastas, aplicadas por inmersión o brocha, tienen un contenido de bentonita del 8% al 17%, según el procedimiento de aplicación y del espesor deseado del recubrimiento. Para conseguir una acción protectora es preciso añadir determinados inhibidores orgánicos, tales como el nitrito sódico, el cromato potásico, el benzoato sódico.

Muchos de los compuestos preventivos de la corrosión, que hoy se emplean, se derivan de productos petrolíferos. Los aceites minerales tienen la ventaja de su estabilidad y bajo costo, y los de elevada viscosidad, especialmente el petroleo, brindan un alto grado de protección. Combinando los inhibidores con el agente protector se mejoran en forma importante las propiedades anticorrosivas, dado que una gran parte de estos son sales alcalinas o alcalino-térreas de los derivados sulfonados del petróleo, mientras que otros son jabones metálicos y ácidos grasos.

Las pinturas y los materiales orgánicos proporcionan el medio más ampliamente utilizado para proteger a los metales contra la corrosión. Las

pinturas protegen a los metales mediante la interposición de una película continua inerte y adherente entre la superficie del metal y el medio ambiente. Estos acabados orgánicos se aplican también como decoración y protección.

Para evitar la corrosión se requiere recubrimientos que pasiven la superficie del metal y hagan que se comporte como un metal noble. El cromo no corroe con facilidad porque ya lo ha hecho tan rápidamente y con tanta uniformidad que la película del producto de corrosión formada no perjudica su reflectividad-

6.- PROTECCION CATODICA

Aunque la protección catódica ha sido empleada para rehabilitar estructuras de concreto contaminadas por sales, su aplicación a estructuras de concreto armado nuevas es relativamente reciente. La densidad de la corriente catódica necesaria para mantener una capa pasiva sobre el acero de refuerzo antes que el concreto armado sea contaminado con cloruros es relativamente baja, y los iones cloruro tienden a migrar hacia el ánodo. La protección catódica puede ser empleada por sí misma o en conjunto con otros métodos de control de la corrosión. Este tema ha sido ampliamente desarrollado en el Anexo 4.

7.- EFECTIVIDAD

Existen evidencias importantes que indican que los inhibidores de la corrosión no son siempre efectivos y se señalan que determinados productos no pueden ser recomendados pues existe sobre ellos insuficiente evidencia de su efectividad o posibles ventajas. Un ejemplo de ello son las pinturas preparadas con pigmentos cromados.

Cushmam ha concluido que "si la superficie del acero está sujeta a dos influencias, una que tiende a estimular la corrosión y la otra a inhabilitarla, no es posible indicar que tal recubrimiento sea el indicado para evitar la corrosión del acero".

En el caso de otros aditivos los inhibidores de corrosión pueden afectar las propiedades del concreto, ya sea en el estado plástico o en el endurecido.

Antes de emplearlos, su efecto sobre las propiedades del concreto deberá ser conocido, y cuando fuere necesario deberá consultarse con los fabricantes del inhibidor para minimizar las interacciones destructivas.

Debido a que los aditivos inhibidores de corrosión son solubles en agua, puede ocurrir modificación de la lechada del concreto, especialmente por el empleo de sales inorgánicas que reducen la concentración del inhibidor en el nivel del refuerzo. Cuando se emplean en concretos sanos o una relación agua-cementante menor o igual a 0.40, y con un adecuado recubrimiento de concreto, los efectos del lavado son significativamente reducidos.

Toda la información disponible a la fecha indica que el concreto de buena calidad sigue siendo el mejor inhibidor de la corrosión del acero de refuerzo. Un concreto con un adecudo espesor del recubrimiento, con buena formación de gel, con un pH del orden de 11, con baja permeabilidad, con poca carbonatación o ausencia de ella, y libre de grietas y con un mínimo de poros capilares, es mejor que cualquier aditivo para proteger al acero de refuerzo de un proceso corrosivo.

En laboratorios de diferentes partes del mundo se han levantado voces de alarma contra el empleo de inhibidores de la corrosión; así el South African National Building Research Institute indica que "aunque determinados materiales se han mostrado aparentemente convenientes, su uso no puede ser recomendado totalmente sin una mayor evidencia de su efectividad o posibles desventajas". Igualmente, Evans indica que "un efecto benéfico de la adición de inhibidores puede ser razonablemente esperado si la superficie del acero está limpia y hay ausencia de cloruros, pero bajo tales condiciones existe muy poco peligro aun sin la adición del inhibidor".

Finalmente, conviene indicar que ningún aditivo que es considerado inhibidor de la corrosión debe ser considerado como un adecuado sustituto de un buen diseño estructural, buenos materiales o procedimiento de mezclado, colocación y protección adecuados.

8.- INHIBIDORES ANODICOS Y CATODICOS

Entre los inhibidores de la corrosión pertenecientes al grupo de los

anódicos se encuentran el hidróxido sódico, el carbonato, silicato y borato de sodio, determinados fosfatos, el cromato sódico, nitrito y benzoato de sodio, etc; y entre los inhibidores catódicos se encuentran el sulfato de zinc, sulfato de magnesio, bicarbonato de calcio, etc.

La disolución del acero en aguas de pH neutro tiene lugar en anodos asociados con defectos en la capa superficial del óxido formado sobre el acero. En cambio, la reacción catódica puede ocurrir en cualquier lugar de la superficie. La combinación de ánodos muy pequeños y una gran superficie catódica, conduce a la llamada corrosión localizada (picaduras). Los inhibidores anódicos actúan formando un compuesto insoluble (óxido férrico), el cual precipita en los lugares anódicos, evitando la reacción anódica y por tanto, inhibiendo todavía más la corrosión.

Los inhibidores catódicos, en cambio, actúan sobre toda la superficie y son menos eficaces. Reducen la corrosión mediante la formación de una capa o película de alta resistencia eléctrica sobre la superficie, la cual funciona como una barrera para la corriente de corrosión.

Uno de los principales problemas de los inhibidores anódicos es que tienen que estar presentes en una concentración suficiente, con el objeto de asegurar que cualquier posible defecto en la película de óxido será cubierto, ya que, de lo contrario puede ocurrir una corrosión por picaduras (localizada) muy intensa.

El riesgo indicado se puede minimizar utilizando los llamados sistemas de inhibidores de efecto sinergético, los cuales, básicamente, son mezclas de inhibidores anódicos y catódicos. El constituyente catódico disminuye la velocidad de corrosión y así permite al constituyente anódico "sellar" la capa de óxido con una concentración mucho menor que si estuviese actuando solo. Actualmente, los sistemas de inhibidores que se están empleando para el control de la corrosión de aguas son de este tipo, por ejemplo el sistema cromato/polifosfato de zinc.

En los medios ácidos, los cuales disuelven la película superficial protectora de óxido formada sobre el acero, los inhibidores anteriormente enunciados, obviamente no tienen efecto. En este caso se emplean los

llamados inhibidores de adsorción específica - moléculas orgánicas - que aislan el metal del medio ácido, protegiendo la superficie por adsorción. Algunos inhibidores de adsorción actúan predominantemente sobre la reacción anódica, mientras otros lo hacen sobre la catódica.

Hay que tener muy presente cuando se emplean estos inhibidores que los procesos de absorción, a menudo son muy específicos y están afectados por muchos factores, como la temperatura, la velocidad de flujo del medio y las impurezas presentes en la superficie metálica. Todos estos factores deben ser evaluados cuidadosamente, antes de recomendar el uso de un inhibidor de adsorción.

El empleo de los inhibidores de corrosión entra dentro del control de ésta por modificación del medio ambiente. Los ambientes más comunes asociados con la corrosión son de tres tipos: aguas, la atmósfera y los suelos.

8.1.- PARTICIPACION DEL AGUA

En el caso del agua hay que tener en cuenta todos los aspectos de la composición de ésta. Todas las aguas que están en contacto con metales, tanto en los procesos industriales como de otra naturaleza, provienen sea del agua de mar, sea del agua de lluvia. Por lo tanto, puede haber una gran variación en su composición química.

El principal método de tratamiento de aguas para control de la corrosión es la eliminación del oxígeno disuelto, junto con la adición de inhibidores. La presencia de oxígeno disuelto en el agua acelera la reacción catódica y, consecuentemente, la velocidad de corrosión aumenta en proporción a la cantidad de oxígeno disponible en el cátodo.

La eliminación tanto del oxígeno disuelto como del anhidrido carbonico de las aguas, antes de su uso, constituye un camino muy importante para el control de la corrosión no sólo del hierro y el acero, sino también del cobre, bronce, zinc y plomo. El oxígeno puede ser eliminado por medios físicos de-aireación o químicos de-activación.

La de-aireación se puede llevar a cabo subiendo la temperatura,

bajando la presión, o purgando el agua por paso de un gas inerte.

La de-activación química se efectúa por tratamiento del agua con hidrazina o sulfito sódico.

Por lo que se refiere a la atmósfera hay que tener en cuenta que la corrosión depende fundamentalmente de dos factores: la presencia de contaminantes (partículas sólidas en suspensión, impurezas gaseosas como el anhidrido sulfuroso, SO2) y el contenido de humedad del aire.

La humedad relativa es muy importante al considerar los problemas relacionados con la corrosión atmosférica. El hierro libre de óxido no desarrolla la herrumbre en aquellas atmósferas cuya humedad relativa es de 70% o menor. En general, para cualquier metal que pueda corroer en la atmósfera, hay un valor crítico de la humedad relativa, por debajo del cual no se corroe. Este valor crítico de la humedad está determinado grandemente por la naturaleza higroscópica de algún contaminante sólido que pueda estar presente y por la del producto o productos de corrosión formados. De aquí la gran influencia ejercida por los contaminantes atmosféricos.

Los métodos de control más efectivos para minimizar la corrosión atmosférica tendrían que ver con la modificación de la atmósfera, eliminando los contaminantes, particularmente el SO2. Esto no puede efectuarse en el exterior y debe de recurrirse a la protección de las estructuras y equipos sometidos a la intemperie, por alguno de los métodos citados anteriormente (pinturas, recubrimientos metálicos, etc).

La corrosión en los suelos se parece en muchos aspectos a la corrosión por las aguas. En ambos casos, el electrolito contiene sustancias disueltas que alteran su comportamiento. La corrosión de un suelo puede cambiar de un área a otra por simple cambio de composición. Los principales factores que determinan cúando un suelo es suceptible de ser agresivo con respecto a una estructura metálica enterrada son: la humedad, el acceso de oxígeno (aireación), conductividad eléctrica (la cual está influenciada por la presencia de sales disueltas) y el pH del suelo. No hay que olvidar que mucho problemas de corrosión de metales enterrados provienen de las llamadas corrientes eléctricas parásitas o vagabundas, producidas por ejemplo por los

trenes eléctricos.

Como ya se ha indicado, el método más utilizado para prevenir la corrosión de metales o estructuras enterradas es la protección catódica (de la cual nos ocuparemos en el Anexo siguiente), junto con un adecuado revestimiento.

9.- SELECCION DE MATERIALES EN MEDIOS AGRESIVOS

El control de la corrosión es sólo uno de los muchos factores que intervienen en la selección de un material. Al seleccionar los materiales deberá tenerse en cuenta una serie de factores, como propiedades físicas y mecánicas del material, resistencia a la corrosión, disponibilidad, facilidad de trabajo, etc., además de los aspectos económicos, antes que pensar en el material en si mismo. La selección debería realizarse en base al material más económico, pero que reuniera la combinación de propiedades necesarias para el uso que se le va a dar.

Las consideraciones económicas son muy importantes, así como el tiempo de vida esperado para el equipo e instalación. No se trata de esperar un material más barato si el costo de la demora puede llegar a ser que el de un material más caro, pero del que se tiene una disponibilidad inmediata. Tampoco se trata de seleccionar un material muy resistente a la corrosión, y por lo general muy caro, que supere largamente la duración prevista para el equipo. Lo mismo puede aplicarse en el caso de los recubrimientos.

ANEXO 4

PROTECCION CATODICA

1.- ASPECTOS GENERALES

El proceso de corrosión es un proceso electro químico en el que se forman en el acero áreas anódicas y catódicas. Cuando estas áreas son eléctricamente continuas y están en el mismo electrolito, ocurre la corrosión de las áreas catódicas. La corrosión se forma a medida que un flujo de corriente eléctrica pasa a través de la celda de corrosión, ánodos, cátodos y el electrolito. A menos que se mitigue, la corrosión continuará hasta que ocurra

la falla del área anódica.

La corrosión por ser un fenómeno electroquímico puede ser combatido mediante la protección catódica, conectando el metal que se quiere proteger a otro metal menos noble, según la serie galvánica, que actuará entonces como ánodo de sacrificio (también llamado galvánico) o bien conectándolo al polo negativo de una fuente exterior de corriente continua.

El primer caso, en el que no se emplea un suministro de energía externa, constituye la protección catódica con ánodos galvánicos o de sacrificio y el segundo la protección catódica con corriente impresa. La protección catódica constituye sin duda, el más importante de todos los métodos empleados para prevenir la corrosión de estructuras metálicas enterradas en el suelo o sumergidas en medios acuosos.

Tanto el acero como el cobre, plomo y bronce son algunos de los metales que pueden ser protegidos de la corrosión por este método. Las aplicaciones incluyen barcos, tuberías, tanques de almacenamiento, puentes, etc. La protección se logra aplicando una corriente externa a partir de un rectificador que suministra corriente continua de bajo voltaje. El terminal positivo de la fuente de corriente se conecta a un ánodo auxiliar (grafito por ejemplo) localizado a una determinada distancia de la estructura a proteger y el terminal negativa se conecta a la estructura metálica.

En la práctica, la corriente necesaria para proteger una estructura desnuda suele ser demasiado grande como para ser rentable en forma económica. La estructura entonces, se recubre con algún revestimiento para proporcionarle protección frente al medio agresivo, reservándose la protección catódica para proteger la estructura sólo en aquellos puntos en que no pueda lograrlo el revestimiento.

Una estructura también puede protegerse contra la corrosión mediante un ánodo galvánico o de sacrificio. Si el electrodo auxiliar es de un metal más activo que el metal que se quiere proteger, actuará de anodo en la celda de corrosión. En este caso, la estructura actuará como cátodo y quedará protegida por el "sacrificio" del ánodo que se corroerá.

Este otro método de proteger catódicamente una estructura se utiliza cuando resulta inconveniente una fuente externa de corriente. Esencialmente, el ánodo de sacrificio (de magnesio, aleaciones base de magnesio, zinc y aluminio) suministra la energía eléctrica necesaria para la protección de la estructura.

En un montaje de protección catódica conviene comprobar períodicamente la buena marcha del sistema de protección, lo cual se realiza con ayuda de un electrodo de referencia y un milivoltímetro. Los electrodos de referencia más empleados son el de plata/cloruro de plata (Ag/AgCl) y el de cobre/sulfato de cobre (Cu/CuSO4).

2.- INTRODUCCION A LA CORROSION METALICA DEL CONCRETO

Al proteger catódicamente una estructura, se establece un circuito electroquímico al instalar un ánodo en contacto con el electrolito y pasando una corriente directa de bajo voltaje desde ese ánodo a través del electrolito hacia el acero de refuerzo. Esta corriente polariza la superficie del acero de refuerzo en la dirección electronegativa. Cuando se logra esto, no hay un flujo de corriente entre las superficies de acero anódicas y catódicas anteriores y se detiene la corrosión.

El circuito electroquímico protector puede ser establecido de dos maneras. Un método usa un electrodo hecho de un metal o aleación que es más electronegativa que la estructura a ser protegida, como el magnesio, zinc, o aluminio. Este método es conocido como el método de ánodos galvánicos de protección catódica. Los ánodos galvánicos se corroen o sacrifican ellos mismos a medida que pasan corriente hacia el electrolito.

Existe controversia sobre cual de los tantos materiales proporcionará la mejor protección a largo plazo, encontrándose que los ánodos de aluminio y zinc son los más promisorios. Este método es conocido como el "método del ánodo galvánico de protección catódica". Los anodos galvánicos se corroen y sacrifican ellos mismos a medida que pasa corriente hacia el electrolito. Algunos ánodos podrían no proporcionar protección adecuada donde el concreto tiene una alta resistividad.

Es necesario tener presente que la protección catódica no reemplaza al acero corroído y que el acero de refuerzo debe ser eléctricamente continuo para que esta protección funcione. En estructuras donde el refuerzo es cubierto con revestimientos orgánicos, como los epoxys, se debe determinar la continuidad eléctrica del refuerzo antes de considerar el uso de la protección catódica.

No se recomienda emplear protección catódica en estructuras de concreto presforzado ya que habría la posibilidad de cristalización del hidrógeno del acero de refuerzo. Las estructuras postensadas podrían ser catódicamente protegidas después de un análisis que determine el material del revestimiento y del refuerzo, y la continuidad eléctrica del refuerzo.

3.- SISTEMAS DE PROTECCION CATODICA

La protección catódica también puede ser establecida induciendo una corriente eléctrica de una fuente externa, este método se llama "protección catódica por una corriente impresa".

Un sistema de protección "slotted-cathodic" incluye la inserción de un sistema de ánodos, tal como una malla catalizadora de titanio, dentro de ranuras cortadas en la superficie del concreto. Las ranuras son después rellenadas con una lechada cementante que no se contrae.

La mayoría de los sistemas de protección catódica contienen un sistema de ánodos, una fuente, de energía y un cable de conexión. Además de los componentes básicos, también debe haber electrodos de referencia u otros medios de medición y monitoreo. La diferencia principal entre los tipos de sistemas es el sistema de anódos y su protección. Un sistema de protección catódica incluye los siguientes componentes básicos:

a) Fuente de poder;
b) Un hardware de distribución de corriente (ánodo);
c) Un electrolito conductor (concreto);
d) Acero de refuerzo a ser protegido (cátodo);
e) Circuito completo (instalación eléctrica);
f) Dispositivos de evaluación y control.

Algunos de los sistemas de protección catódica son:

a) Sistema de protección catódica asfalto/carbón:
Este sistema usa ánodos de una aleación de hierro colado, una sobrecapa de concreto asfáltico conductivo, y una superficie de desgaste de concreto asfáltico convencional;

b) Sistema de protección catódico: Este sistema involucra la inserción de un sistema de ánodos, como una malla catalizadora de titanio dentro de ranuras cortadas dentro de la superficie de concreto. Las ranuras son después rellenadas con una lechada cementicia que no se encoge;

c) Sistema de protección catódica de ánodos distribuidos con sobrecapas de concreto: Este sistema involucra la colocación de ánodos sobre la superficie de concreto después de la reparación y limpieza, seguido de una encapsulación de los ánodos en el concreto. La encapsulación podría consistir de una sobrecapa sobre superficies horizontales o de torcreto sobre superficies verticales. Los ánodos de una malla de titanio catalizada son los más comunes.

d) Revestimiento conductivo: Este sistema usa alambres platinizados y pinturas conductoras a base de carbón para cubrir la superficie entera que va a ser protegida. Este sistema es principalmente usado en superficies sin tráfico que son expuestas a humedecimiento continuo durante la construcción o en servicio; y

e) Zinc rociado: En este sistema, el zinc fundido es rociado sobre toda la superficie de concreto usando un spray en arco u otro tipo de equipo. El revestimiento de zinc puede ser usado como un ánodo galvánico o como un ánodo de corriente impreso si es eléctricamente aislado del acero.

f) Sistemas de ánodos monitoreados superficialmente sin

sobrecapas: Estos sistemas de ánodos son montados sobre la superficie del concreto y no requieren un recubrimiento cementicio. Generalmente, estos sistemas de ánodos no son usados en aplicaciones que presentan gran desgaste.

g) Sistemas de masillas conductivas: Estos sistemas consisten de un revestimiento conductivo con ánodos embebidos sobre la superficie del concreto. Se usan en superficies verticales, cielos rasos y columnas.

h) Sistemas Tipo Placa: Estos sistemas consisten en placas de ánodos manufacturados que son unidos a la superficie del concreto.

i) Sistemas de anodos montados sobre la superficie con sobrecapas: Estos sistemas de ánodos son generalmente usados en superficies horizontales y requieren un recubrimiento cementicio con un espesor mínimo de 1.3 cm.

j) Anodos de metal noble de tipo malla: Se fija al concreto una malla de un ánodo de metal noble con una serie de broches y después se recubre con un material cementicio.

k) Franjas de concreto polímero conductivo: Se fija a la superficie de concreto una serie de franjas de concreto polímero conductivo conteniendo un ánodo de metal noble y se cubre con un revestimiento cementicio.

l) Sistema de anodos embebidos: El sistema de ánodo es embebido en la superficie del concreto o a nivel del refuerzo en construcciones nuevas.

m) Sistema de anodos en ranuras cortadas. Se hacen una serie de ranuras cortadas de pequeña profundidad y ancho en la superficie del concreto.Las ranuras son rellenadas con un ánodo de metal noble y concreto polímero conductivo.

Que la estructura sea candidata para una protección catódica depende de varios factores:

a) Areas que presenten descascaramiento menores al 5%;
b) Alto porcentaje de potencial más negativo que –350 mV CSE;
c) Un contenido de aire atrapado del concreto de al menos 5%;
d) Un contenido de iones cloruro solubles en ácido mayor del 0.20% por masa de cemento al nivel del acero de refuerzo; y
e) Recubrimiento de concreto mayor a 1.3 cm

También, la mayoría del acero de refuerzo en la estructura deberá ser eléctricamente continua, y la estructura deberá estar cerrada a una fuente de poder eléctrico si se está considerando la protección catódica.

Durante una construcción nueva, los ánodos pueden ser colocados al nivel del refuerzo. Sin embargo, se debe tener mucho cuidado para prevenir el contacto entre el ánodo y el acero de refuerzo.

4.- PARAMETROS A CONSIDERAR

Se deben considerar varios parámetros para estimar la corriente requerida para la protección catódica. Estos parámetros incluyen el área de superficie del concreto a ser protegida, el tamaño y el espaciamiento de las barras de refuerzo, y la densidad de la corriente. Los ánodos de protección catódica son generalmente segmentados en zonas lo que permite mayor flexibilidad en el control. Zonas muy grandes pueden llevar a problemas de sobre abastecimiento y sub abastecimiento de la corriente hacia ciertas zonas de la estructura; el tamaño de una zona típica varía de 1500 a 2100 m^2. en puentes, la ubicación y frecuencia de las juntas de expansión podrían determinar el tamaño de las zonas.

5.- CRITERIOS A CONSIDERAR

Se han establecido varios criterios para asegurar una protección catódica del acero de refuerzo. El criterio de la depolarización de 100 mV es la más comúnmente usada. Se basa en la teoría que la polarización del acero de refuerzo que se corroe en la dirección catódica inhibirá las reacciones anódicas (corrosión). La polarización se estima generalmente midiendo el decremento de polarización del acero de refuerzo que ocurre después que la corriente protectora es apagada. Los potenciales del acero son ploteados versus tiempo en un período de ensayo de cuatro horas como mínimo. Si se mide una polarización mayor a 100 mV, entonces el nivel de protección es suficiente para detener la corrosión.

Después de finalizar la inspección inicial, el sistema de protección catódica debe ajustarse a los requerimientos de la corriente, luego de eso, el sistema debe ser operado continuamente por al menos un mes antes de realizar un ensayo de aceptación final. Como mínimo, el voltaje y la corriente deben medirse mensualmente por un año y, posteriormente, trimestralmente. De ser necesario, el sistema debe ser ajustado y reparado para que ofrezca una protección efectiva.

6.- LIMITACIONES

Es necesario tener presente que la protección catódica no reemplaza al acero corroído y que el acero de refuerzo debe ser eléctricamente continuo para que esta protección funcione.

En estructuras en las que el refuerzo es cubierto con revestimientos inorgánicos, como los epoxys, se debe determinar la continuidad eléctrica del refuerzo antes de considerar el uso de protección catódica.

No se recomienda emplear protección catódica en estructuras de concreto presforzado ya que habría la posibilidad de cristalización del hidrógeno del acero de refuerzo. Las estructuras pretensadas podrían ser catódicamente protegidas después de un análisis que determine el material del revestimiento y del refuerzo, y la continuidad eléctrica del refuerzo.

7.- TIPOS DE SISTEMAS DE PROTECCION CATODICA

La mayoría de los sistemas de protección catódica contienen un sistema de ánodos, una fuente de energía, y cables de conexión. Además de los componentes básicos, también debe haber electrodos de referencia u otros medios de medición y monitoreo. La principal diferencia entre los tipos de sistemas es el sistema de ánodos y su aplicación.

7.1.- SISTEMA DE ANODOS MONITOREADOS SUPERFICIALMENTE SIN SOBRECAPAS

Estos sistemas de ánodos son montados sobre la superficie del concreto y no requieren un recubrimiento cementicio. Generalmente, estos sistemas de anodos no son empleados en aplicaciones que presentan gran desgaste.

7.2.- SISTEMA DE MASILLAS CONDUCTIVAS

Estos sistemas consisten de un revestimiento conductivo con ánodos embebidos sobre la superficie del concreto. Se emplean en superficies verticales, cielos rasos y columnas.

7.3.- SISTEMAS DE TIPO PLACAS

Estos sistemas consisten de placas de ánodos manufacturados que son unidos a la superficie del concreto.

7.4.- SISTEMAS DE ANODOS MONTADOS SOBRE LA SUPERFICIE CON SOBRECAPAS

Estos sistemas de ánodos son generalmente usados en superficies horizontales y requieren un recubrimiento cementicio con un espesor mínimo de 1.3 cm.

7.5.- ANODOS DE METAL NOBLE DE TIPO MALLA

Se fija al concreto una malla de un ánodo de metal noble con una serie

de broches y después se recubre con un material cementicio.

7.6.- FRANJAS DE CONCRETO POLIMERO CONDUCTIVO

Se fija a la superficie del concreto una serie de franjas de concreto polímero conductivo conteniendo un ánodo de metal noble y se cubre con un recubrimiento cementicio.

7.7.- SISTEMAS DE ANODOS EMBEBIDOS

El sistema de ánodo es embebido en la superficie del concreto o al nivel del refuerzo en contracciones nuevas.

7.8.- SISTEMAS DE ANODOS DE RANURAS CORTADAS

Se hacen una serie de ranuras cortadas de pequeña profundidad y ancho en la superficie de concreto. Las ranuras son rellenadas con un ánodo de metal noble y concreto polímero conductivo.

7.9.- CONTRUCCION NUEVA

Durante una construcción nueva, los ánodos pueden ser colocados al nivel del refuerzo, sin embargo, se debe tener mucho cuidado para prevenir el contacto entre el anodo y el acero de refuerzo.

CAPITULO 20

INSPECCION, EVALUACION, Y DIAGNOSTICO

1.- INTRODUCCION

En los Capitulos precedentes del presente trabajo se han estudiado los mecanismos de daño mas frecuentes que se dan en las estructuras de concreto debido a acciones quimicas o biológicas; y como consecuencia de estas acciones se mencionó que los defectos o daños que puede exhibir una estructura de concreto, tambien pueden obedecer a uno o varios de los

siguientes factores: concepción y diseño del proyecto, materiales, proceso de construcción, operación (uso, abuso o cambio de uso), y/o mantenimiento.

Para poder identificar y caracterizar los defectos y/o daños (tipo y magnitud); así como delimitar su localizacion y cantidad en una estructura, debe entonces acudirse a la "PATOLOGIA DEL CONCRETO". Esta disciplina permite, de manera sistematica y ordenada, desarrollar una serie de pasos secuenciales para llevar a cabo una investigación que permita elaborar un diagnostico (con sus causas), de modo que este a su vez permita emitir un pronostico del comportamiento de la estructura, bajo las condiciones de servicio esperadas para el futuro. Con base a las recomendaciones del ACI 364 se ha desarrollado un esquema en el cual se visualiza que usualmente hay una investigacion preliminar y una investigacion profunda o detallada.

La investigacion (preliminar o profunda), el diagnostico de daños y fallas, y el pronostico del comportamiento de una estructura de concreto, son trabajos muchas veces complejos, que obligan a la especialización y demandan la necesidad de trabajar con especialistas en diversos campos de la Ingenieria y la Tecnologia, pero principalmente geotecnia; tecnologia; control de calidad y patologia del concreto; estructuras y construcción. Desde luego, estos trabajos no solo incluyen elementos técnicos; sino tambien, aspectos de durabilidad, funcionalidad, estetica, seguridad y comportamiento en servicio.

El nivel de detalle requerido en un informe de esta naturaleza, puede variar desde la simple valoracion de la superficie estructural y funcional, basada en la inspeccion visual superficial durante una inspección preliminar, hasta una profunda investigacion y procedimiento de evaluacion que combine tecnicas especiales de inspeccion y ensayo. Por ello, es muy importante definir de comun acuerdo con el dueño del proyecto o la entidad contratante del estudio, el alcance de los trabajos a realizar (lo cual es recomendable que se materialize por escrito), debido a que se pueden generar las siguientes modalidades de informes:

- **a) Reporte técnico de observaciones**
- **b) Informe de inspeccion, evaluacion y diagnostico.**
- **c) Informe de inspeccion, evaluacion, diagnostico y**

recomendaciones de rehabilitacion.

En un "reporte técnico de observaciones" se elabora un documento donde se indican los antecedentes del proyecto y se enumeran las circunstancias observadas en el reconocimiento; así como, los resultados de los examenes efectuados en la visita al sitio del proyecto.

Un informe de inspección, evaluacion y diagnostico, es un documento que se elabora con el objeto de emitir un "dictamen" y se basa en una inspeccion (que puede estar acompañada de mediciones, auscultacion y/o exploracion); unos ensayos y analisis de los mismos; y una evaluacion estructural (segun necesidades)

Un informe de inspección, evaluación, diagnostico y recomendaciones de rehabilitacion, incluye lo descrito en el parrafo anterior, mas las recomendaciones a que haya lugar, en virtud del pronostico que se establezca.

TABLA 15.1

INVESTIGACION DE LA ESTRUCTURA

INVESTIGACION PRELIMINAR	INVESTIGACION PROFUNDA O DETALLADA
.- Antecedentes .-	.- Documentación del Proyecto .- Examen de la Estructura

.- Ensayos a la Estructura y toma de muestras
.- Ensayo y Análisis de las muestras

.- Revisión del proyecto original
.- Selección de recursos para la investigación
.- Inspección Visual
.- Mediciones
.- Auscultación de la Estructura
.- Exploración de la Estructura
.- Muestreo, Ensayo y Análisis
.- Informe Preliminar

.- Evaluación Estructural
.- Informe final.

2.- INVESTIGACION PRELIMINAR

De acuerdo con el ACI 364, la investigación preliminar busca acopiar información inicial acerca de las condiciones de una estructura, el tipo y seriedad de los problemas que la afectan, la factibilidad de llevar a cabo una rehabilitación prevista, y la información necesaria para una posible investigación detallada. La investigación preliminar, usualmente es una introducción a la situación que está experimentando la estructura y por lo común conduce a dos situaciones:

a) La necesidad de adelantar estudios adicionales mas profundos, detallados y extensos, para poder diagnosticar con certeza los

daños y el comportamiento; o

b) Dictaminar la inconveniencia de realizar estudios adicionales, por cuanto el daño es tal que no justica una restauración económicamente razonable. En general, es recomendable que un estudio preliminar comprenda unos o todos, los siguientes aspectos, dependiendo de la complejidad del proyecto.

En primera instancia, debe recogerse toda la información general que sea posible, acerca del proyecto. Otro aspecto importante, a documentar son las condiciones de exposición de la estructura y la influencia del medio ambiente sobre la misma. Por lo tanto, es muy conveniente obtener la siguiente información:

INFORMACION GENERAL

.- Nombre
.- Localización geográfica
.- Tipo de estructura (tipo de cimentación, sistema estructural)
.- Propietarios y usos (cronológicamente)
.- Diseñadores y especificadores del proyecto (Arquitecto, Ingeniero de Suelos, Ingeniero Estructural, Ingeniero asesor de Materiales, Ingenieros de Instalaciones, Constructor, Supervisor, Proveedores de Materiales, etc)
.- Historial de la estructura (fechas de diseño, construcción y puesta en servicio, vida útil proyectada, área construída, etc)

Adicionalmente, deben adelantarse entrevistas con personas que hayan conocido la estructura a través del tiempo, para conocer la naturaleza y el tipo de acciones que han actuado (cronología de daños y mantenimiento) y actuarán (condiciones de servicio) en el futuro.

INFLUENCIA DEL MEDIO AMBIENTE

.- Humedad Relativa (rango de ocurrencias, frecuencia y duración)
.- Temperatura (rangos de ocurrencia, frecuencia, duración, ciclos de congelamiento y deshielo, exposición solar, etc)

.- Presión (régimen de vientos y lluvias)

.- Tipo de agua presente.

.- Sustancias agresivas y concentración (tipo, concentración, frecuencia, duración, forma: gas, liquido, sólido)

.- Tipo de contacto con agua u otras sustancias (inmersión, escorrentía, salpicaduras, vapor, etc)

.- Frecuencia y duración de la exposición.

.- Condiciones de exposición particulares o especiales

REVISION DEL PROYECTO ORIGINAL

La revisión del proyecto original se lleva a cabo con el objeto de verificar los planos y las especificaciones con el comportamiento de la estructura; así como confirmar que los planos y las especificaciones están en corcondancia con lo que se encuentra construído. Para la revisión del proyecto original se hace necesario disponer de los siguientes documentos:

.- Estudios de suelos

.- Memorias de cálculo de la estructura

.- Planos estructurales

.- Especificaciones de materiales

.- Planos arquitectónicos

.- Planos de instalaciones

.- Cuaderno de Obra

Cuando no se dispone de ellos, se hace necesario recurrir a ensayos no destructivos, a mediciones físicas de la geometría de los elementos, a localizaciones del acero de refuerzo (mediante exploración por remoción de recubrimientos o uso de localizadores de barras), o levantamientos topográficos y altimétricos, etc.

En esta fase del estudio, también es indispensable establecer bajo que versión de la normativa se hicieron los diseños y las especificaciones, para hacer las comparaciones del caso con la versión vigente. Desde luego los requerimientos de las cargas de servicio deben ser verificados (cargas estáticas, dinámicas, impactos, vibraciones, etc), lo mismo que su magnitud, frecuencia y duración. Si existen diferencias entre lo que está en los planos y

especificaciones con lo que está construído, o se evidencias alteraciones en la estructura en servicio, estas situaciones deben registrarse cuidadosamente.

3.- SELECCION DE RECURSOS PARA LA INSPECCION

En la medida que se vaya cumpliendo la fase de antecedentes, debe identificarse el personal que debe intervenir en la inspección; así como, seleccionar los elementos y equipos más apropiados para adelantar la inspección. Entre los equipos más útiles se cuentan:

- **.- Anteojos y/o binoculares**
- **.- Lupa**
- **.- Cámaras fotograficas y/o de video**
- **.- Nivel de mano**
- **.- Grabadora**
- **.- Cinta métrica o distanciómetro**
- **.- Comparador de fisuras**
- **.- Equipos de topografía y/o nivelación**
- **.- Equipos para auscultación y exploración**
- **.- Frascos y bolsas con cierre hermético**
- **.- Escaleras, andamios, etc.**
- **.- Elementos de seguridad y protección.**

Es recomendable que todo el proceso de inspección visual de la estructura se lleve a cabo una vez se hayan cumplido las fases de antecedentes y revisión del proyecto original, pues la visita de inspección a la estructura debe basarse en la información recogida.

Como el objetivo principal de la investigación preliminar es determinar la naturaleza y extensión de los problemas observados, e identificar los miembros afectados, es indispensable adelantar un recorrido de la estructura para hacer un registro lo más completo posible de los daños. En este recorrido se pueden identificar y registrar daños como los siguientes:

- **.- Desplomes**
- **.- Hinchamientos y reventones**
- **.- Desalineamientos**

.- Contaminación por polución
.- Planos de falla y
.- Cultivos biológicos
.- Meteorización
.- Decoloración y manchado.
.- Cambios de aspecto en eflorescencias-
.- Lixivación de la masa
.- Fisuras estructurales.
.- Cristalización.
.- Erosión.
.- Reacciones deletereas
.- Exfoliación
.- Biodeterioro
.- Polvo
.- Corrosión del acero de refuerzo.
.- Desmoronamiento
.- Ablandamiento (pérdida
.- Corrosión de otros metales

Para ello debe hacerse un levantamiento de los daños (tipo y magnitud) y su localización en un plano o "mapa de daños". Este levantamiento debe ser complementado con un completo registro fotográfico y/o fílmico.

En adición a la inspección visual, las investigaciones de campo deben incluir mediciones de los miembros, longitud de luces, deflexiones y desniveles encontrados en la estructura motivo de la investigación.

En algunos casos es indispensable realizar un levantamiento topográfico y/o altimétrico y/o batimétrico de las estructuras y localizar de manera precisa los daños. Los desplazamientos, fisuras, separaciones y distorsiones deben en la medida de lo posible, medirse y registrarse en el plano o "mapa de daños". Algunas otras medidas pueden ser importantes, como:

.- Humedad
.- Temperatura
.- Presión

También debe considerarse que en muchos casos puede interesar instrumentar la estructura, para medir la evolución de algunas magnitudes como asentamientos, niveles, desplomes, movimientos relativos y actividad de fisuras.

Las observaciones y medidas, pueden ser complementadas con algunos ensayos de auscultación de la estructura y sus mienbros, mediante pruebas no destructivas. Sin embargo, debe tenerse presente que este tipo de ensayos ofrecen ayuda para identificar los sitios o zonas donde serían más útiles otro tipo de pruebas que puedan requerirse. Para ello, algunas de las pruebas no destructivas más usualmente empleadas son las siguientes.

El impacto acúsico con martillo (o de geología) que es la forma más barata y rápida de auscultar una estructura por el sonido que despide que puede indicar si hay presencia de vacíos, delaminaciones y/o discontinuidades superficiales en el concreto.

Igualmente, la detección del acero de refuerzo, el espesor del recubrimiento y la prospección del diámetro de la barra, es posible mediante el uso de un localizador de barras, también conocido con el nombre de pachómetro, sin necesidad de remover la capa superficial del concreto. Este es un equipo magnético que puede medir el recubrimiento hasta unos 30 cm de profundidad.

Otros equipos que también permiten localizar metales embebidos en el concreto (cuando el pachómetro no es capaz de suministrar la información), son el radar y el detector de rayos X.

El martillo de rebote, de acuerdo a la Norma ASTM C 805, es un equipo que permite estimar la resistencia aproximada del concreto, basado en curvas de calibración con una precisión limitada. También permite comparar la calidad del concreto (uniformidad a nivel superficial) entre diferentes áreas de un especimen o miembro estructural.

La pistola de Windsor, de acuerdo a ASTM C 803, permite determinar la resistencia a la penetración, estimando de una manera aproximada la

resistencia del concreto, su uniformidad a nivel superficial, y su calidad general.

El ensayo de velocidad de pulso, de acuerdo a ASTM C 597, emplea la velocidad de pulso ultrasónico y mediante ella permite la determinación de un estimativo de la uniformidad, calidad o resistencia a la compresión del concreto, mediante curvas de calibración previamente elaboradas.

El equipo medidor de humedad, de acuerdo a ASTM D 3017, es un medidor nuclear de humedad el cual permite estimar el contenido de humedad del concreto endurecido, mediante el bombardeo de neutrones.

Durante la inspección preliminar, es probable que también se requiera alguna exploración de la estructura, mediante la remoción de algunas porciones superficiales del concreto, de trozos de descascaramientos o desmoronamientos, partículas de polvo, capas de cultivos biológicos (biocapa), productos de lixiviación, cristalización, reacciones deletereas o corrosión.

En una investigación preliminar, rara vez se extraen muestras del concreto. Pero cuando se practica la extracción, estas muestras consisten en nucleos (extraídos según la Norma ASTM C 42) o pequeños especímenes para hacer exámenes de carácter petrográfico.

Algunas veces se extrae polvo para hacer ensayos químicos, como la determinación del contenido de cloruros (ASTM C 1218). También, se pueden tomar muestras del acero de refuerzo para ser analizadas y determinar resistencia, dureza y contenido de carbón.

4.- INFORME PRELIMINAR

Con base a la información recogida, en la revisión de la capacidad estructural, en las observaciones adelantadas (inspección visual, mediciones, auscultamiento y exploraciones de la estructura) y en los resultados de los eventuales ensayos efectuados, se elabora un informe cuya estructura básica puede ser la siguiente:

.- Objetivo

.- Especificaciones de diseño y construcción

.- Resultados de la inspección y ensayos

.- Conclusiones

.- Recomendaciones

De acuerdo con el ACI 364, este documento debe ser concluyente en los siguientes aspectos:

a) Capacidad estructural. Es decir, si los miembros o la estructura son adecuados para las cargas actuales, pero no para el fin previsto; o si el análisis realizado no es concluyente.

b) Si hay o no factibilidad de una posible rehabilitación, mediante una valoración técnica y económica, que se fundamenta en la efectividad esperada de la rehabilitación y su nuevo ciclo de vida esperado.

c) Si se detectan problemas estructurales, estos se deben describir en términos de su seriedad, extensión y riesgo para la estabilidad. Lo anterior, permitirá establecer si se requiieren o no acciones correctivas para remediar las condiciones existentes o simplemente proteger la estructura.

d) Cuando se requiera un reforzamiento de la estructura, se deben estudiar alternativas que puedan satisfacer los requerimientos de carga hacia el futuro y el cumplimiento de la normativa vigente. De ser posible, se debe contemplar el costo efectivo de reparar, reemplazar o reforzar los miembros estructurales existentes.

e) Por último, se debe identificar si es necesario o no adelantar una investigación detallada. Sobre este aspecto, deben especificarse los objetivos, los datos adicionales y la información requerida, para satisfacer los objetivos propuestos. También es importante indicar el tiempo y el costo requeridos para la investigación detallada.

5.- INVESTIGACION PROFUNDA O DETALLADA

Teniendo presente que la investigación profunda o detallada es un complemento de la investigación preliminar, el ACI 364 sugiere que los hallazgos de la investigación detallada influencien de manera directa: el resultado final del proceso de evaluación; la selección de los métodos de rehabilitación; y por último, la selección del método apropiado de rehabilitación. Por lo tanto se debe poner especial cuidado en la planeación y ejecución de la investigación detallada. En general, es recomendable que una investigación detallada contemple los siguientes aspectos:

Con el objeto de completar la información obtenida en la investigación preliminar (revisión del proyecto original), es conveniente obtener y revisar todos los documentos adicionales que estén relacionados con la estructura. Esta información incluye: información del diseño estructural; información de materiales; información de la etapa de construcción; e, historial de la estructura.

Además de la información concerniente a la estructura ya obtenida en la investigación preliminar, es conveniente obtener la siguiente información complementaria:

- **a) Planos de la construcción realmente ejecutados**
- **b) Planos de modificaciones, adiciones y/o reparaciones que haya tenido la estructura durante su vida útil**
- **c) Copia de los Códigos y normas vigentes durante el diseño y la construcción**
- **d) Estudios de durabilidad, vulnerabilidad, o patología que previamente se hayan realizado.**
- **e) Las entrevistas con personas que hayan participado en la fase de diseño, son de gran utilidad para ahorrar tiempo y dinero. También, es útil visitar las oficinas públicas que otorgan licencias de construcción y/o registro de construcciones.**

Cuando se trate de una presentación o restauración (p.e. monumentos,

edificaciones y estructturas con valor histórico o de conservación arquitectónico, es indispensable determinar si su rehabilitación está cobijada por leyes y restricciones municipales, departamentales o nacionales.

Dado que la normativa vigente en el país exige el registro de calidad de los materiales utilizados en las construcciones, también se debe solicitar la siguiente información, la cual puede ser obtenida del propio contratista o de los proveedores:

- **a) Especificaciones y referencia de materiales empleados**
- **b) Registros de calidad de los componentes del concreto**
- **c) Diseño y dosificación de las mezclas**
- **d) Registros de control de calidad del concreto**
- **e) Tipo y duración de las condiciones de curado**
- **f) Registros de control de calidad del acero de refuerzo y cables o torones**
- **g) Registros de control de calidad de otros materiales (prebabricados, ladrillos, etc)**

Para obtener información sobre los procedimientos constructivos, el avance de la programación de obra, los eventos de excepción o las contingencias (que suelen suceder en todas las obras), las condiciones de protección y curado de la estructura, y la puesta en servicio de la misma, es conveniente adelantar una entrevista con personas que hayan intervenido durante esta fase del proyecto. Ello, tambien ahorra mucho tiempo y dinero. Además, algunos documentos de invaluable importancia pueden ser los siguientes:

- **a) Cuaderno de Obra y correspondencia durante la construcción.**
- **b) Fotografías y registros fílmicos de la construcción (si están disponibles)**
- **c) Reportes técnicos y/o actas de avance de obra**
- **d) Registro documentales durante la obra (nivelaciones, asentamientos, levantacmientos topográficos, etc)**
- **e) Planos y documentos de cambios sobre la marcha de la obra**

Otra fuente importante de información, son las entrevistas con

personas que hayan vivido las diferentes etapas y sucesos que haya tenido la estructura durante su vida de servicio. Sobre todo, para documentar la cronología de los daños. También, sobre todo en instalaciones industriales u otras, es muy importante tener entrevistas con personal de operación y mantenimiento. Además, si la estructura ha tenido intervenciones previas es conveniente obtener documentación sobre la manera y la época en que éstas se adelantaron. También algunos documentos que pueden ser de utilidad son los siguientes:

- **a) Archivos de propietarios, administradores, usuarios y/o compañías de seguros pasadas y actuales.**
- **b) Archivos de mantenimientos rutinarios, reparaciones, remodelaciones, modificaciones y adiciones.**
- **c) Archivos de propietarios de predios vecinos.**
- **d) Registros de propiedad del predio, obtenidos de las oficinas de registros publicos.**
- **e) Reportes del clima y eventos geológicos, geotécnicos, sismos, huracanes, etc**
- **f) Registros fotográficos o filmicos de eventos y sucesos normales (registros historicos) o fortuitos (fuego, explosiones, sobrecargas, vientos, sismos, etc)**

Toda la información obtenida de los pasos anteriores, debe ser debidamente obtenida, registrada, clasificada y archivada, para facilitar su consulta y ponerla a disposición del dueño y/o quien vaya a adelantar la rehabilitación.

Al igual que en la "investigación preliminar" es recomendable que el examen de la estructura en la "investigación detallada" se lleve a cabo una vez se hayan estudiado toda la documentación del proyecto (incluyendo el informe preliminar), ya que la metodología y las estrategias que se adopten durante el examen de la estructura debe basarse en la información recogida.

De otra parte, debido a que seguramente la información obtenida en la inspección visual realizada durante la inspección preliminar, es de caracter superficial, es conveniente adelantar un examen detallado de la estructura no solamente en su superficie, sino también al interior de sus miembros. Para

llevar a cabo este examen, deben contemplarse los siguientes aspectos: planeación y preparación para el examen; verificación de la estructura en campo; valoración de la condición actual; condiciones de seguridad y riesgo potencial.

Antes de iniciar cualquier actividad relativa al examen de la estructura, es conveniente hacer una visita de reconocimiento al lugar de la construcción y se recomienda hacer un registro fotográfico o fílmico de esta actividad, para definir los siguientes aspectos:

- **a) Los recursos humanos (personal, entrenamiento, cursos de seguridad industrial, etc) y físicos que se requieren (equipo normal o especializado).**
- **b) Determinación de la necesidad de servicios especializados (topografía y nivelación, batimetría, grúas extensibles, inspección sumergida mediante buzos, servicios especializados de laboratorio de materiales, etc)**
- **c) El período en el cual pueden realizarse la inspección, con mínima interrupción.**
- **e) Requerimiento de permisos y/o documentos especiales (registros de ARP, EPS, etc)**
- **f) Necesidad de evacuar y cerrar la estructura durante el examen**
- **g) Tipo de equipo que se requiere para acceder a la estructura (andamios, arneses, equipo de seguridad, etc)**
- **h) Disponibilidad de agua, energía, etc.**
- **i) Remoción de acabados, instalaciones, muebles, etc.**

En primera instancia, debe medirse la geometría (secciones transversales y longitudinales) y ubicarse la disposición de los diferentes elementos (especialmente los más críticos). De igual modo, deben revisarse (las de la inspección preliminar) o identificarse y registrarse todas las anomalías, defectos y fallas que muestre la estructura (p.e. grietas, delaminaciones, pérdidas de sección, etc).

Es muy probable también, que haya necesidad de practicar algunas mediciones, auscultaciones y/o exploraciones adicionales, a las que se realizaron en la inspección preliminar. Lo anterior es de extrema importancia

para definir los sitios de toma de muestras para realizar ensayos de caracterización de fenómenos (p.e. profundidad de fisuras) y materiales (aceros, concretos, cables, elementos embebidos, etc).

Durante la inspección de verificación, deben establecerse las cargas existentes y actuantes sobre la estructura. Por ejemplo, deben verificarse las cargas muertas actuales y futuras, las cargas impuestas según el uso normal, de excepción (condiciones particulares) y propuestas en el futuro de la estructura; de igual modo, debe establecerse exigencia de cargas de acuerdo con la zona de riesgo sísmico estipulada por la Norma; o si existen otro tipo de solicitaciones de carga por viento

Para el caso de bodegas y patios de almacenamiento, es conveniente establecer las cargas usuales, los procedimientos de almacenamiento, la frecuencia y el tiempo de almacenamiento. Pero sobre todo, si han existido o existen sobrecargas.

También, sobre todo en instalaciones portuarias, industriales y/o manufactureras, es importante establecer la influencia de cargas dinámicas, como consecuencia de la operación de equipos y maquinaria que pueden transmitir vibraciones, impactos, punzonamientos, cargas puntuales, u otras solicitaciones adicionales a la estructura.

Para adelantar un examen completo de la estructura, sin dejar pasar daños que puedan pasar inadvertidos, se puede acudir a la excelente lista de comprobación que tiene el ACI 201.1R, en la cual se incluyen los siguientes capítulos:

- **a) Descripción de la estructura o el pavimento**
- **b) Condiciones actuales de la estructura**
- **c) Naturaleza de las cargas y elementos deteriorados**
- **d) Condiciones originales de la estructura.**
- **e) Materiales de construcción.**
- **f) Practicas constructivas.**

Las fotografias y los registros filmicos, son muy utiles en esta fase, para establecer con precisión el tipo de daño, la magnitud del mismo y la

cantidad de su presencia en la estructura o sus miembros. También, puede en esta valoración incluirse el estado en que se encuentran las posibles reparaciones que haya tenido la estructura. Las valoraciones, deben incluir aspectos como:

a) **Tipos de grietas (estructurales o no estructurales) y modalidad del agrietamiento (p.e. flexión, cortante, aplastamiento, etc). Patrón de comportamiento, localización, ancho, profundidad, longitud. Si se han instalado testigos en la inspección preliminar, o antes, debe registrarse el comportamiento de las mismas para establecer si se trata de fisuras activas o pasivas.**

b) **Deben practicarse medidas (cuantitativas y/o cualitativas) de otros daños como erosiones, descascaramientos, ablandamientos, hormigueros, cultivos biologicos, eflorescencias, etc.**

c) **Si existen ataques químicos, debe establecerse el tipo de producto,su estado (gas, líquido o solido) y si es posible su concentración.**

d) **Si existen manifestaciones de corrosión, estas deben localizarse, registrarse e indicar el estado de avance del daño (p.e. incipiente, tipo de corrosión, pérdida de sección de barras, etc)**

e) **Reporte de la presencia y estado de elementos embebidos, conectores para prefabricados, soportes, etc.**

f) **Registro de la magnitud de deformaciones permanentes o transitorias de los diferentes elementos, incluyendo no sólo aquellas que obedecen a comportamientos bajo carga; sino también, a desplomes, desalineaciones, desproporciones, etc.**

g) **También deben cuantificarse y monitorearse el estado de los niveles, asentamientos o rebotes del terreno.**

h) **Si existen filtraciones, encharcamientos o fallas de drenaje de agua u otras sustancias, estas deben quedar debidamente registradas.**

En el caso que se detecten situaciones de riesgo, como consecuencia de los defectos y daños que tenga la estructura, deberá valorarse la condición

de seguridad y el riesgo potencial que ello implique. Lo anterior, incluye la evacuación y/o el cierre temporal, el apuntalamiento u otras medidas de seguridad.

Cuando no se tiene la información necesaria o adecuada para establecer la condición de la estructura o sus materiales componentes, seguramente habrá necesidad de realizar ensayos complementarios a los que se efectuaron durante la investigación preliminar y/o extraer muestras de los materiales.

Los ensayos a la estructura generalmente incluyen la evaluación de la resistencia por medios no destructivos, para lo cual se recomienda las normas ACI 437R y ACI 228.1R y la Norma Peruana NTP 060. La extracción de muestras (núcleos y polvo), para ser analizadas en el laboratorio, es recomendable que se efectúe en zonas sanas y en zonas donde no hay sospecha de materiales deletereos.

De acuerdo con el ACI 364.1R, la selección de los métodos de ensayo apropiados, el número de ensayos y la localización de los sitios de muestreo depende de los siguientes factores.

a) La variación de las caracterísicas
b) Localizaciones críticas
c) Probabilidad de error en los resultados de los ensayos
d) El tamaño de la estructura.

Sin embargo, la Norma ASTM C 823 provee una guía bastante adecuada para el desarrollo del programa de muestreo. Cuando se desea obtener información estadística acerca de las propiedades del concreto, la localización de los sitios de muestreo debe ser aleatoria a lo largo de la estructura.

Para los ensayos en que se requiera medir el valor promedio de una propiedad del concreto, como por ejemplo la resistencia, el módulo de elasticidad, o el contenido de aire, el número de muestras debe definirse de acuerdo con la Norma ASTM E 122. Para estos casos, el número de muestras depende de:

a) **La máxima diferencia o error permisible entre el valor promedio y el valor real.**
b) **La variación entre los resultados de ensayo**
c) **El riesgo que se está dispuesto a aceptar en caso que la diferencia permisible sea excedida.**

Los nucleos de concreto para determinar la resistencia mecánica o el módulo de elasticidad, deben extaerse de acuerdo con la Norma ASTM C 42, en una cantidad no inferior a tres por cada zona de la estructura y el diámetro de cada nucleo debe ser por lo menos tres veces el tamaño máximo nominal del agregado grueso presente en el concreto. La resistencia determinada, será el promedio de los tres valores obtenidos. Cuando se extraigan nucleos sobre zonas agrietadas, estos no deben emplearse para determinar la resistencia mecánica y/o el módulo de elasticidad del concreto.

Las muestras de polvo para realizar ensayos químicos, deben ser extraídas mediante un taladro provisto de un recuperador de polvo, a las profundidades determinadas por quien esté ejecutando la investigación.

Las muestras del acero de refuerzo para determinar sus propiedades físicas, químicas y/o mecánicas, deben ser tomadas de acuerdo con lo indicado en la Norma ASTM A 370. Las barras que se remuevan de la estructura, deben ser reemplazadas (incluyendo su longitud de desarrollo), si así lo demanda el diseño estructural. Para ello, además se deben contemplar las siguientes consideraciones.

a) **Las probetas se deben remover de zonas donde el refuerzo esté sometido al mínimo esfuerzo y no más de una probeta se extraerá de la misma sección transversal de un miembro estructural.**
b) **Se debe respetar la longitud de desarrollo de las varillas, para evitar el debilitamiento del elemento afectado por la extracción de la probeta.**
c) **Para elementos estructurales que tengan una luz de menos de 7,5 m. ó un área cargada de menos de 60 m2, se debe tomar por lo menos una muestra del refuerzo principal.**

d) Para luces ó áreas mayores, se debe tomar un mayor número de muestras.

Dependiendo de los objetivos y el alcance de la investigación detallada, se pueden realizar los siguientes ensayos, previa inspección visual de las muestras y su correspondiente registro fotográfico:

ENSAYOS FISICOS

.- Dimensiones
.- Peso.
.- Densidad.
.- Peso.
.- Densidad
.- Porosidad abierta.
.- Absorción capilar
.- Permeabilidad
.- Análisis térmico.
.- Ensayos Sonicos

ENSAYOS MECANICOS

.- Ensayo de resistencia a la compresión.
.- Ensayo de la resistencia a la flexión.
.- Ensayo de resistencia a la tracción.

ENSAYOS QUIMICOS

.- Contenido aproximado de cemento
.- Contenido de sales de sodio
.- Contenido aproximado de sulfatos
.- Determinación del frente de carbonatación

ENSAYOS BIOLOGICOS

.- Contenido aproximado de materia orgánica
.- Desarrollo de cultivos microbiológicos

.- Análisis químico elemental y analítico

.- Difracción de rayos X

La evaluación estructural se adelanta con el objeto de determinar la capacidad real que tiene la estructura para tolerar cargas. Esta labor es mejor adelantarla después de que se haya realizado el "examen de la estructura", se hayan determinado las dimensiones y geometría de los elementos; así como, los ensayos a la estructura y los materiales.

Desde luego hay daños que no afectan la integridad mecánica de la estructura y cuya reparación puede hacerse sin necesidad de entrar en un análisis estructural. Sin embargo, cuando hay sospecha de que la estabilidad estructural puede estar comprometida, se hace indispensable adelantar una evaluación estructural. Esta se puede llevar a cabo, mediante los siguientes métodos:

.- Métodos Empíricos

.- Metodos analíticos

.- Pruebas de carga

6.- INFORME FINAL

Tomando en consideración el "Informe Preliminar" y toda la información recogida en la "investigación detallada", se elabora un informe cuya estructura básica puede ser la siguiente:

.- Presentación (objetivos y alcances de la investigación)

.- Descripción de la estructura

.- Documentación del problema

.- Levantamiento de daños

.- Localización de muestras y determinación de ensayos

.- Resultados de los ensayos

.- Análisis y evaluación de los ensayos

.- Evaluación estructural

.- Diagnostico de los daños

.- Pronóstico sobre el comportamiento de la estructura

.- Recomendaciones de intervención

.- Precauciones de seguridad.

El ANEXO 1 que se presenta a continuación permite una síntesis del proceso de Evaluación de las estructuras de concreto qu pueden haber sufrido daños por ataques al concreto.

ANEXO 1

ASPECTOS PRINCIPALES DE LA EVALUACION

1.- INTRODUCCION

Este anexo plantea procedimientos que deben ser empleados para la evaluación de estructuras de concreto antes de su rehabilitación. Estos procedimientos tienen el propósito de evaluar problemas estructurales o daños producto de cargas o exposiciones no usuales, diseño inadecuado, o prácticas constructivas pobres. Los daños pueden ser causados por sobrecargas, fuego, deterioro resultante de la abrasión, efecto de fatiga, ataques químicos, intemperismo, mantenimiento inadecuado, etc. Mucho de lo diicho en este anexo ya ha sido desarrollado en el Capítulo 15.

Los procedimientos deberán ser empleados solo como una guía y no intentan reemplazar los conocimientos del ingeniero responsable de la evaluación. Los trabajos de evaluación, generalmente, tienen uno o varios de los siguientes propósitos:

A.- Determinar la factibilidad de cambiar el uso de la estructura o replantear la estructura para acomodarla a usos diferentes del que actualmente tiene. La posibilidad de modificar la estructura o cambiar su apariencia también puede ser determinado.

B.- Determinar la seguridad estructural e integridad de una estructura, o de elementos seleccionados.

C.- Evaluar los problemas estructurales o destrucción que puedan resultar de cargas o exposiciones no usuales, diseño inadecuado, o pobres prácticas constructivas. Los desastres pueden ser causados por sobrecargas, fuego, flujo, asentamiento de cimentaciones, deterioro resultante de la

abrasión, efecto de fatiga, ataques químicos, intemperismo o mantenimiento inadecuado.

D.- Determinar la facilidad de modificar la estructura existente para adecuarla a los códigos y estándares en uso.

El proceso de evaluación, previo a la reparación, tiene un orden mediante el cual se lleva a cabo; dentro de éste, el primer y más importante paso es la "investigación preliminar". Después de tener los resultados, de considerarse necesario, puede proceder una investigación más detallada. Luego se deben identificar aquellos documentos y fuentes de información que normalmente deben ser revisados durante la evaluación. A continuación se efectúan las observaciones de campo y se verifican las condiciones de la estructura; se realiza un examen visual, evaluaciones no destructivas, e investigaciones de campo y laboratorio. Seguidamente se procede al análisis o revisión de toda la información y datos acumulados, evaluación de los materiales, identificación y evaluación de las alternativas de reparación y costos. Como último paso se prepara un reporte final.

Muchas fallas han tenido lugar en procesos de rehabilitación debido a procedimientos erróneos y criterios equivocados tomados durante la evaluación. Debe reconocerse que no hay una medida absoluta de seguridad estructural en una estructura existente, especialmente en aquellas que han sufrido deterioro por exposición prolongada al medio ambiente, o que han sido dañadas por un evento físico.

En la misma forma, no hay criterios generalmente aceptados para evaluar la capacidad de servicio de una estructura existente. El conocimiento y criterio del ingeniero y las consultas que él efectue con el propietario referidas al uso que se pretende dar a la estructura son fundamentales en la evaluación de estructuras antes de su rehabilitación.

Es muy importante definir con toda claridad los objetivos que se pretende alcanzar gracias al trabajo de rehabilitación. Los costos asociados

con item tales como interferencia con operaciones normales, o una completa paralización de la estructura, pueden fácilmente exceder a los del trabajo de rehabilitación. Aunque la rehabilitación puede ser procesada con muy pequeña interferencia con las operaciones normales de la estructura, es obvio que es costoso efectuar los trabajos de rehabilitación bajo tales condiciones.

El propietario deberá ser consultado, y proporcionársele costos diferentes para diversos niveles de interferencia, de tal manera que una decisión adecuadamente informada sea procesada antes que los trabajos de rehabilitación puedan ser hechos.

Debido al desconocimiento inherente a los trabajos de rehabilitación, es esencial contar con los servicios de un contratista adecuadamente especializado con una buena experiencia en procesos de rehabilitación, de tal manera que se pueda alcanzar el mejor control en términos del costo total, nivel de modificación de las tareas de los usuarios, y calidad del trabajo. Si se está trabajando por concurso, deberá considerarse, que este debe ser limitado a contratistas precalificados con un buen registro de servicios en proyectos de rehabilitación similares.

2.- DEFINICIONES

Las siguientes definiciones corresponden al ACI 116R:

Preservación: el proceso de mantener una estructura en sus actuales condiciones y evitar futuros deterioros.

Rehabilitación: el proceso de reparar o modificar una estructura para obtener condiciones de uso deseadas.

Reparación: el reemplazo o corrección de materiales deteriorados, dañados, ya sea componentes o elementos de una estructura.

Restauración: el proceso de re-establecer los materiales, forma y apariencia de una estructura que corresponden a una edad determinada de la misma.

Reforzamiento: el proceso de incrementar la capacidad resistente de una estructura o porción de ella.

3.- PROPOSITOS Y ALCANCES

El propósito de este anexo es proporcionar una fuente de información complementaria sobre la evaluación de estructuras de concreto (excepto aquellas sujetas a incendios o efectos sísmicos) antes de la rehabilitación. Ello es de particular importancia debido a que hay una diferencia sustancial entre la complejidad del diseño de rehabilitación cuando se los compara con el diseño de una estructura nueva. La evaluación de estructuras especiales, tales como puentes, presas y túneles está más allá de los alcances de este capítulo.

Este informe es presentado con una serie de guías de recomendación que se basan en la experiencia de fuentes existentes e investigaciones pasadas. No se dan casos históticos a fin de no desviar el capítulo de la aproximación a una guía. Las guías dadas en este capítulo son generales en sus características, pero lo bastante específicas para ser empleadas como un formato que permita desarrollar un procedimiento de evaluación para una infraestructura.

Este informe es presentado en el orden en el cual una investigación deberá normalmente ser conducida. El primero y más importante esfuerzo en una evaluación previa a la rehabilitación es la "investigación preliminar".

Después de tener los resultados de ella, la investigación detallada puede proceder, si ello se considera deseable. A continuación se presentan las acciones requeridas para una investigación detallada, las cuales generalmente consisten de 5 grandes campos:

- **.- Revisión de la documentación pertinente;**
- **.- Realización de una inspección de campo y de las condiciones de trabajo;**
- **.- Muestreo y ensayo de los materiales;**
- **.- Evaluación y análisis de los datos e informaciones; y**
- **.- Preparación del informe final.**

A continuación se debe identificar aquellos documentos y fuentes de información que normalmente deberán ser revisados durante la evaluación. A continuación se requiere analizar los esfuerzos requeridos para efectuar las observaciones de campo y verificar las condiciones estructurales. A continuación se proporciona información sobre prácticas y procedimientos para muestrear y ensayar materiales, incluyendo exámen visual, evaluación no destructiva, e investigaciones de campo y laboratorio. Seguidamente se debe proceder a analizar o revisar toda la información y datos acumulados, metarial y evalaución estructural, identificación y evaluación de alternativas de rehabilitación y costos, luego se presenta una guía para preparar el reporte final.

4.- INVESTIGACION PRELIMINAR

4.1.- INTRODUCCION

El objetivo de la investigación preliminar es proporcionar información inicial relacionada con la condición de la estructura, el tipo y gravedad de los

problemas que la afectan, las posibilidades de efectuar la rehabilitación programada, y la información que justifique la necesidad de una investigación detallada.

La investigación preliminar deberá ser autorizada por el propietario y estar basada sobre objetivos claros o razones para efectuar la rehabilitación. Es necesario conversar con el propietario para evaluar las necesidades y precepción de éste, y determinar los objetivos de la investigación. Se recomienda un acuerdo escrito que indique los objetivos y alcances de esos estudios.

Es importante reconocer que las investigaciones preliminares son solo introductorias en su naturaleza y no son totales. Las investigaciones preliminares comúnmente identifican la necesidad de un estudio más detallado y extenso, y una complementación de los servicios. Sin embargo, en muchos casos, las investigaciones preliminares pueden determinar que no es deseable proceder con investigaciones detalladas, como en el caso de daño excesivo, en el que la integridad estructural no puede ser económicamente restablecida o cuando los objetivos del propietario no pueden ser satisfactoriamente cumplidos.

4.2.- ALCANCE Y METODOLOGIA

El alcance y metodología de una investigación preliminar pueden comprender una o más de las siguientes etapas, dependiendo del tamaño y complejidad del proyecto.

a) Revisión de los planos, especificaciones, y cuaderno de obra.
b) Observación en sitio de las condiciones de la obra.
c) Medida de la geometría, deflecciones, desplazamientos, grietas y otros daños.
d) Ensayos no destructivos.
e) Remoción exploratoria.

f) Muestreo, ensayo, y análisis.

Se apreciará que solamente una cantidad limitada de investigación dentro de cada etapa es generalmente requerida para determinar la factibilidad del proyecto de rehabilitación. Los estudios detallados son generalmente diferidos hasta la fase de la investigación detallada, si tal investigación es considerada deseable.

4.2.1.- PLANOS, ESPECIFICACIONES Y REGISTRO DE CONSTRUCCION

La primera etapa es revisar los planos, especificaciones, y registro de construcción disponibles. Puede ser necesario investigar muchas fuentes para obtener esos documentos. Para estructuras antiguas, el proceso puede ser tedioso y difícil y puede consumir más tiempo que una revisión actualizada.

El archivo del propietario, los archivos municipales, los originales del diseñador, y los contratos originales, son generalmente las mejores fuentes para conocer los documentos y registros. Las oficinas municipales, las firmas constructoras o las compañías sub contratistas, son también posibles fuentes para obtener documentación sobre la construcción. Las universidades, librerias, sociedades históricas y archivos estatales, pueden tener documentos de diseño y construcción referidos a estructuras históricas.

Cuando los documentos originales no son disponibles, el estudio deberá comenzar sin un conocimiento preciso de la estructura, y se deberá tomar precauciones especiales para compensar la falta de información. Se puede emplear ensayos no destructivos y medidas físicas para complementar la observación visual. Los ensayos no destructivos para ubicar el refuerzo pueden ser una alternativa práctica de observaciones exploratorias.

El empleo de técnicas no destructivas puede proporcionar información valiosa que sea la base de futuras decisiones sobre ensayo y reparaciones. Los ensayos no destructivos deberán estar relacionados con un número de muestras suficientes para confirmar su confiabilidad, tal como lo indica el ACI 347R.

Cuando los planos y especificaciones se han obtenido y se han empleado comprobaciones de obra que permitan confirmar que la estructura es razonablemente similar a los planos, se puede proceder al estudio de estos, las especificaciones, y otros registros de construcción. La comprobación de los detalles de diseño crítcas, amarre de los elementos críticos, e instalaciones de un comportamiento especial, también deben ser efectuadas.

Si se aprecian variaciones del dibujo o si ocurren cambios durante la construcción, deberá efectuarse documentación adecuada de tal manera que la observación en obra pueda confirmar o clarificar el comportamiento de la estructura actual. "Es importante comprobar que código fue empleado en el momento de diseño, el cual deberá ser comparado con las normas y estándares actuales. Los datos críticos como los requerimientos de carga y los esfuerzos permisibles deberán ser revisados.

También podría ser necesario determinar las propiedades físicas de los materiales de construcción, si dicha información no se encontrará disponible en la documentación actual. Si la información sobre suelo o cimentación esta disponible deberá conservarse para su posterior uso.

A medida que progresa dicha revisión se debe desarrollar un registro de la información obtenida en campo, la cual debe proporcionar información esencial sobre las características estructurales tales como cerco perimétrico, columnas, vigas, ubicaciones de los muros y dimensiones.

Si la estructura que es examinada es de varios pisos, se debe tener una

hoja de registro por cada piso.

Se debe desarrollar y verificar en el campo cualquier duda adquirida durante la inspección, concerniente al estado, modificaciones, o posibles cambios con respecto a la estructura original. Las modificaciones en estructuras en servicio son comunes y deben ser cuidadosamente anotadas y evaluadas debido a que estas representan áreas vulnerables en el sistema estructural.

4.2.2.- OBSERVACIONES EN OBRA

Una inspección de la estructura podría ser adecuada para establecer el alcance del proyecto y obtener las necesidades del mismo. Sin embargo, en los casos que se requiera una rehabilitación de mayor escala, se requerirá una inspección mucho mas detallada de los elementos a restaurar.

El enfoque principal de las investigaciones preliminares generalmente involucra el registro de la naturaleza y magnitud de los problemas observados y la identificación de los miembros afectados. La frecuencia y la severidad de los problemas en toda la estructura también deben ser registradas. En el caso de que se descubran serios daños o deficiencias, los cuales podrían dar como resultado condiciones inseguras o potencialmente inseguras, el propietario debería ser notificado para tomar acciones inmediatas.

La evacuación temporal, el apuntalamiento temporal o cualquier otra medida de emergencia deberá ser recomendada en caso sea necesaria. A continuación se deberá monitorear las grietas y cualquier daño progresivo.

La evaluación de las condiciones observadas, y específicamente la necesidad de continuarlas y de tomar acciones correctivas, deberán ser registradas. Si existe la sospecha de problemas estructurales, se deberá tomar

mayor atención en las uniones, zonas de apoyo, áreas de un cambio geométrico brusco, y áreas en la estructura donde ocurren concentraciones de carga. Donde son encontradas grietas de origen estructural, se deberá monitorear el movimiento de éstas.

Los registros fotográficos o grabaciones son ayudas valiosas al momento de clasificar y mostrar dicha información sobre las condiciones y problemas mostrados en campo.

4.2.3.- MEDICIONES

El registro de las condiciones de campo generalmente requiere medidas de las dimensiones de los miembros, longitud de luces y magnitudes de las deflexiones. Cualquier desplazamiento, grieta, separación o distorsión de los elementos estructurales, muros, o del sistema estructural deberá ser anotado y descrito.

Es necesario tomar medidas adicionales donde la estructura ha sufrido modificaciones y no se tiene una adecuada documentación. Si existe alguna razón para creer que dichas modificaciones podrían estar afectado el comportamiento o capacidad de dicho sistema estructural, se deben dar las recomendaciones apropiadas para su inmediata correción.

4.2.4.- ENSAYOS NO DESTRUCTIVOS

Los ensayos no destructivos pueden complementar las observaciones y medidas hechas en campo. Alguna de las técnicas mas comúnmente usadas en campo durante la investigación preliminar son:

a) Impacto acústico.

b) Instrumento de detección magnética.

c) Martillo de rebote.

d) Resistencia a penetración.

e) Ensayo de vibración inducida.

No es necesario que se realicen todos estos métodos durante la investigación preliminar. Los ensayos no destructivos preliminares generalmente ayudan a identificar las áreas dentro de una estructura donde se podría requerir el empleo de ensayos no destructivos más detallados y ensayos destructivos.

4.2.5.- LEVANTAMIENTO EXPLORATORIO

Se usa cuando hay evidencia necesaria de daño severo, cuando existe la sospecha de defectos, o cuando no hay suficiente información. El levantamiento exploratorio ayuda a determinar todas las características existentes y a obtener información confiable acerca de la naturaleza y magnitud de los problemas existentes. Es preferible esperar a que termine la fase de investigación detallada para iniciar la fase de remoción.

4.2.6.- MUESTREO, ENSAYO Y ANALISIS

El muestreo y ensayo no son frecuentemente realizados durante la investigación preliminar. El muestreo consiste de la extracción de núcleos o pequeños especimenes, o de la recolección de otras muestras, para el ensayo de resistencia a la compresión y examen petrográfico (ACI 437R). Muestras en polvo podrían ser extraídas durante la investigación preliminar para su posterior análisis químico y determinación del ion cloruro. También se puede

analizar muestras del acero de refuerzo para determinar su resistencia, dureza y contenido de carbón.

4.3.- RESULTADOS

Los resultados de la investigación preliminar deberán ser resumidos en un informe que incluirá la condición de la estructura, revisión de su capacidad estructural, la factibilidad del proyecto, identificación de los problemas estructurales, requisitos de reforzamiento, y la importancia de una investigación mas detallada.

Frecuentemente, el producto final de una investigación preliminar es la determinación de la necesidad de una investigación más detallada. Los puntos que deben ser tomados en cuenta para la siguiente fase incluyen los objetivos de la investigación, lo datos o información adicional requeridos para cumplir dichos objetivos, el tiempo requerido, el costo y uso de la investigación detallada.

4.3.1.- REVISION DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL

La revisión de la capacidad estructural generalmente proporciona tres posibles resultados:

(1) **la estructura o los miembros individuales son adecuados para el uso requerido;**

(2) **la estructura o los miembros individuales son adecuados para las cargas existentes, pero podrían no ser adecuados para el uso requerido.**

(3) **el análisis podría ser inconcluso. Dependiendo de los resultados se propondrán las soluciones adecuadas para devolverle a la estructura su seguridad y/o estabilidad.**

4.3.2.- FACTIBILIDAD DEL PROYECTO

La evaluación basada en las técnicas y costo de éstas indicará si la rehabilitación propuesta es factible. Los puntos que deberán ser considerados incluyen la efectividad esperada de la rehabilitación y el costo estimado durante todo el ciclo de vida de la estructura. También deberán ser considerados los efectos de la rehabilitación sobre el sistema estructural y el impacto sobre la estructura.

Cuando se identifican problemas estructurales, estos deberán ser descritos en términos de su magnitud y severidad. Se deben tomar las medidas necesarias para verificar la importancia de los problemas estructurales encontrados y para determinar si se requerirá medidas correctivas que puedan remediar las condiciones existentes o que puedan proteger el sistema estructural existente. La investigación preliminar, especialmente para estructuras con mayor tiempo de servicio, frecuentemente identifica condiciones en las cuales puede haber una complicación o violación de las normas vigentes.

4.3.3.- REQUISITOS DE REFORZAMIENTO

Los métodos de reforzamiento deberán ser considerados para satisfacer los requerimientos de carga de las normas vigentes. La investigación deberá considerar el costo de la reparación, reemplazo o reforzamiento de los miembros estructurales existentes.

5.- INVESTIGACION DETALLADA

5.1.- INTRODUCCION

La investigación en campo detallada deberá ser realizada después que la investigación preliminar haya sido completada, y se hayan definido adecuadamente los objetivos. Es importante que el presupuesto y los costos sean proporcionados al propietario.

Frecuentemente, el producto final de una investigación preliminar es la determinación de la necesidad de una investigación mucho mas detallada. Los puntos que deben ser tomados en cuenta para la siguiente fase incluyen los objetivos de la investigación y los datos o información adicional requerida para cumplir con dichos objetivos. Otros puntos importantes son el tiempo requerido, el costo y el uso de la investigación.

La investigación detallada podría ser divida en cinco grandes tareas:

(a) Documentación.
(b) Observaciones en campo.
(c) Muestreo y ensayo de materiales.
(d) Evaluación.
(e) Informe final.

Los resultados de la investigación detallada influirán directamente con el resultado final del proceso de evaluación, las alternativas de los métodos de rehabilitación, costo estimado y selección del método de rehabilitación.

5.2.- DOCUMENTACI0N

La documentación relacionada con la construcción original de la estructura debe conservarse pues podría ser de utilidad para documentar los métodos de construcción, materiales, y problemas encontrados.

Los siguientes registros podrían ser útiles:

a.- Planos de diseño y especificaciones, incluyendo modificaciones.
b.- Planos de detalle de los elementos.
c.- Planos de ubicación del refuerzo del concreto.
d.- Normas de construcción.
e.- Información y descripción de los materiales de construcción y datos de ensayos.
f.- Resultados de los ensayos en el concreto fresco y endurecido.
g.- Datos sobre el control de calidad.
h.- Fotografías del progreso de la obra.
i.- Registros de inspecciones en obra.
j.- Información relacionada con las cimentaciones y capacidad portante del terreno.

Dentro de la información necesaria acerca de los materiales empleados en una estructura en particular se encuentran los componentes y proporciones de la mezcla de concreto, resultados de ensayos, especificaciones de los materiales y planos.

Se debe revisar toda la información relacionada con el historial de servicio de la estructura para de esa manera aprender, tanto como sea posible, acerca de los daños y reparaciones que ha sufrido la estructura. El tipo de información que podría ser útil incluye:

a.- Registro de los propietarios actuales y anteriores.
b.- Registro de mantenimiento, reparación y remodelación de la estructura.
c.- Registro del clima.
d.- Registros de actividad sísmica, actividad geológica, etc.
e.- Registros de deterioro de la estructura causados por fuego,

corrosión, sobrecargas, terremotos, etc.

f.- Fotografías.

Se debe realizar un gran esfuerzo para localizar, obtener y revisar la documentación relacionada a la estructura, lo cual ahorrará tiempo y costo para ejecutar proyecto de rehabilitación y es de gran importancia para el exito de la reparación del proyecto.

Los detalles del proyecto de reparación y el tipo de estructura a ser reparada influirán en la naturaleza y cantidad de información revisada.

5.3.- OBSERVACIONES EN OBRA

Aún con una documentación completa e información sobre la construcción, se requiere que ésta sea verificada en obra y evaluar la condición de la construcción. Las observaciones en campo no solo deberían tomar en consideración la geometría y materiales de construcción, sino también las condiciones actuales de estructura, medio ambiente, y las cargas a la que está sujeta.

Cuando no están disponibles los documentos originales se deben tomar medidas especiales para compensar la información faltante; para ello, los métodos de ensayo no destructivos pueden complementar las observaciones visuales. Los resultados de los ensayos no destructivos son más útiles cuando son complementados con un cierto número de ensayos destructivos.

Es necesario hacer un reconocimiento total para establecer las condiciones del lugar y para decidir si se requieren equipos o permisos especiales. No se deben sacar conclusiones adelantadas acerca de la causa y tipo de los defectos encontrados en la estructura a fin de poder evaluarla adecuada y objetivamente.

La magnitud y severidad de los daños que puedan afectar la vida de servicio de la estructura deben ser documentadas y registradas en fotografías y videos. Las grietas, descascaramiento, corrosión del acero de refuerzo, etc. serán identificados como sigue:

a) **Las grietas serán medidas y registradas por su ancho, profundidad, longitud, ubicación y tipo (estructurales y no estructurales)**
b) **Se medirá y registrará el astillamiento, agrietamiento, eflorescencias y otros defectos en la superficie.**
c) **Se registrará la corrosión de las barras de refuerzo, incluyendo la magnitud y cantidad de pérdida de la sección transversal**
d) **Se registrará cualquier desalineamiento de los elementos**
e) **Se anotará cualquier signo de daños en las cimentaciones.**
f) **Se anotará las áreas de pobre drenaje o las de empozamiento.**
g) **Se anotará cualquier evidencia de deterioro por ataques químicos, tales como sulfatos o ácidos.**

Se considera difícil cuantificar los daños visibles ya que ello depende de criterios subjetivos y la experiencia del inspector, por lo tanto, antes de empezar las observaciones en campo, se deben establecer algunas pautas, logrando así el entendimiento de la importancia del daño. Se puede clasificar cualquier elemento de la estructura como inseguro, potencialmente peligroso, con daños severos, moderados, de menor grado y en buen estado.

Cuando se descubren condiciones inseguras o peligrosas se debe notificar inmediatamente al propietario, recomendando una evacuación temporal o cualquier medida de seguridad según sea el caso.

5.4.- MUESTREO Y ENSAYO DE MATERIALES

El ensayo de materiales se requiere para determinar las propiedades y condiciones existentes de los materiales. Los ensayos pueden ser destructivos o no destructivos y podrían ser realizados tanto en campo como en laboratorio.

5.4.1.- ENSAYOS REQUERIDOS

Los requerimientos de los ensayos dependerán de los resultados de la investigación preliminar, el estudio de los documentos disponibles, y los requisitos de la reparación propuesta. Existe la necesidad de realizar los ensayos donde no se dispone de suficiente información para completar la evaluación, o donde se sospecha la existencia de materiales deteriorados.

Antes de realizar los ensayos, se debe evaluar que información específica es necesaria. Los métodos de ensayo varían en costo, confiabilidad, y complejidad, siendo algunos no destructivos, mientras que otros requieren la remoción de una porción de la estructura.

La selección de los métodos de ensayo apropiados (ACI 228.1R), y el número de ensayos y ubicaciones depende de:

(a) **La variación de las propiedades de los materiales dentro de la estructura.**

(b) **Zonas críticas.**

(c) **Probables errores en los resultados.**

(d) **Extensión de la estructura sobre la cual se realizan las mediciones; por ejemplo, los resultados de la velocidad de pulso ultrasónico indican la calidad promedio a través de todo el miembro, mientras los resultados de los ensayos de nucleos solo indican la condición del material en el núcleo.**

5.5.- EVALUACION DEL CONCRETO

El concreto cumple doble función; la primera como un componente del material estructural que soporta cargas; y la segunda como protección contra el fuego y las fuerzas de la naturaleza. Específicamente, el recubrimiento de concreto protege al acero de refuerzo contra la corrosión, lo aisla contra los efectos del fuego, y le proporciona durabilidad.

Para que cumpla la primera función se requiere que reuna tres condiciones: una resistencia adecuada, un área de sección transversal adecuada tanto del concreto como del acero, y una adecuada adherencia del concreto al acero. Si la combinación de estastres características no es adecuada, el concreto no es aceptable. Para que el concreto cumpla la función de recubrimiento efectivo del refuerzo y proporcione durabilidad, éste debe ser relativamente denso, no ser poroso, tener baja capilaridad, tener baja permeabilidad, y contener agregados y cemento que no sean reactivos entre ellos o con el medio ambiente. Las propiedades deseadas se pueden conseguir controlando la cantidad y el tipo de cemento, el contenido de aire, el asentamiento, la relación agua-material cementante, el tipo de agregado y el tipo de aditivo, y controlando las etapas de mezclado, colocado y curado.

Dependiendo del deterioro presentado en la estructura y de la experiencia y criterio del ingeniero encargado, se tomará de decisión de elegir cuales serán los ensayos que deberán ser efectuados para tener un claro conocimiento de las causas, magnitud y severidad del deterioro que afecta la estructura. El desarrollo de cada uno de los ensayos se encuentra detallado en el Capítulo correspondiente de esta Tesis.

5.6.- EVALUACION DEL ACERO DE REFUERZO

La función del acero de refuerzo embebido en una estructura de concreto es soportar esfuerzos de tensión, para lo cual no sólo se deben

determinar las propiedades y condiciones físicas del acero, sino también los procedimientos de transmición y distribución de los esfuerzos a la estructura.

5.7.- EVALUACION

La evaluación es el proceso de determinar si la estructura o elemento estructural es el adecuado para un determinado uso, para lo cual se analiza sistemáticamente la información y datos obtenidos de la documentación existente, la inspección de campo, y ensayo de materiales.

Este proceso investigativo de la evaluación no puede ser estandarizado en una serie de pasos bien definidos ya que éstos variarán dependiendo del propósito específico de la investigación, del tipo y la condición física de la estructura, los documentos sobre el diseño y construcción, y la resistencia y calidad de los materiales existentes.

5.7.1.- DIMENSIONES Y GEOMETRÍA

Se debe evaluar las discrepancias entre las dimensiones en campo y las indicadas en los planos.

5.7.2.- EVALUACI0N DE MATERIALES

Los resultados de los ensayos en campo y en laboratorio deberán ser estudiados de tal manera que ya puedan indicar los elementos de la estructura que requieren reparación y los que necesitan ser reemplazados. Todos los materiales existentes deben ser evaluados en resistencia, calidad, y comportamiento.

Donde sea necesario la rehabilitación de elementos, se estudiarán los materiales apropiados, los cuales serán seleccionados basados en el medio ambiente, uso, y compatibilidad con los materiales existentes. Posteriormente se determinará si se requiere protección contra un mayor deterioro.

5.7.3.- EVALUACI0N ESTRUCTURAL

Usando la información obtenida de la inspección en campo, de la evaluación de la dimensión y geometría y de los materiales, se debe determinar la capacidad de carga de la estructura o del elemento evaluado, teniendo como opciones:

(1) evaluación por análisis,
(2) evaluación por análisis y ensayos de carga ,
(3) evaluación por análisis y modelamiento estructural (ACI 437R).

La evaluación por análisis es el método más común y es recomendado cuando hay suficiente información a cerca de las características físicas, las propiedades de los materiales, la configuración estructural, y las cargas a las cuales está sometida la estructura.

La evaluación por análisis y ensayos de carga o de modelamiento estructural se recomienda sólo cuando la complejidad del concepto de diseño y la falta de experiencia sobre el sistema estructural hacen que la evaluación por método analíticos no sean confiables, o cuando la naturaleza del daño existente produce cierta incertidumbre en la magnitud de los parámetros necesarios para realizar una evaluación analítica, o cuando la geometría y las características de los materiales de los elementos estructurales que son evaluados no son fácilmente determinados.

Donde sea aplicable, los componentes no estructurales también deben

ser evaluados para asegurar que ellos son capaces de resistir las cargas y deformaciones prescritas.

5.7.4.- EVALUACI0N DE LAS ALTERNATIVAS DE REHABILITACIÓN

Cuando la estructura existente (o componentes) no cumple los requerimientos de resistencia se deben evaluar los métodos de reforzamiento, se debe hacer una comparación de costos de las diferentes alternativas, y se debe proporcionar una recomendación para el método o métodos seleccionados.

También se debe considerar el efecto de los procedimientos de reparación y reforzamiento cuando la estructura está ocupada, ya que esto podría adicionar costos al proyecto.

Identifica los tipos de evaluación que deberán ser realizados para llegar a una conclusión y continuar con el proyecto de rehabilitación o para escoger un plan alternativo.

5.7.5.- EVALUACION DEL CONCRETO

El concreto cumple doble función; la primera como un componente del material estructural que soporta cargas; y la segunda como protección contra el fuego y las fuerzas de la naturaleza. Específicamente, el recubrimiento de concreto protege el acero de refuerzo contra la corrosión, lo aisla contra los efectos del fuego, y le proporciona durabilidad.

Para que cumpla la primera función se requiere que cumpla con tres condiciones: una resistencia adecuada, un área de sección transversal adecuada tanto del concreto como del acero, una adecuada adherencia del

concreto al acero. Si la combinación de estas tres características no es adecuada, el concreto no es aceptable.

Para que el concreto cumpla la función de un recubrimiento efectivo del refuerzo y proporcione durabilidad, éste debe

a) ser relativamente denso,
b) no ser poroso,
c) tener baja capilaridad,
d) tener baja permeabilidad, y
e) contener agregados y cemento que no sean reactivos entre ellos o con el medio ambiente.

Las propiedades deseadas se pueden conseguir controlando la cantidad y el tipo de cemento, el contenido de aire, el slump, la relación agua-material cementante, el tipo de agregado y el tipo de aditivos, y controlando las etapas de mezclado, colocado, y curado.

Las siguientes propiedades y condiciones físicas podrían ser consideradas al evaluar la aceptabilidad del concreto existente y su futuro comportamiento:

5.7.6.- METODOS DE EVALUACI0N NO DESTRUCTIVOS

Los métodos de evaluación no destructivos que podrían ser usados en obra o en el laboratorio para poder evaluar las propiedades y condiciones físicas de los materiales estructurales son el esclerómetro y las pruebas ultrasónicas.

6.- DOCUMENTACION

6.1.- INFORMACION DE DISEÑO

6.1.1.- ESTRUCTURAS

La documentación que podría contener información estructural util incluye:

- **(a) Planos de diseño, especificaciones y cálculos.**
- **(b) Planos de detalle de los elementos.**
- **(c) Planos de ubicación del refuerzo del concreto.**
- **(d) Planos de modificaciones.**
- **(e) Fotografías y registros del trabajo en campo.**
- **(f) Normas de construcción.**
- **(g) Información técnica y descripción de los materiales de construcción, patentes, y datos de ensayos.**

La información relacionada con la construcción original o modificación de los planos podría ser obtenida del propietario, del arquitecto o ingeniero, del departamento de construcción, el contratista, el subcontratista.

La reunión de toda esta información podría tomar mucho tiempo, pero es de gran importancia para el éxito de la rehabilitación del proyecto.

6.2.- INFORMACION DE LOS MATERIALES

La información necesaria a cerca de los materiales debería ser la siguiente:

(a) Los componentes de la mezcla de concreto, proporciones, y resultados de los ensayos.

(b) Información a cerca de los ensayos del cemento y acero de refuerzo realizados en su planta de fabricación.

(c) Especificaciones de los materiales y planos.

6.3.- INFORMACION SOBRE LA CONSTRUCCION

La documentación de la construcción original debe conservarse pues podría ser de utilidad para documentar los métodos de construcción, materiales, y problemas encontrados.

Los siguientes registros podrían ser útiles:

(a) Resultados de los ensayos en el concreto fresco y endurecido.

(b) Datos sobre el control de calidad y registros sobre inspección en campo.

(c) Hojas de control hechas por el equipo de construcción.

(d) Fotografías del progreso de la obra.

(e) Planos.

(f) Registros de inspecciones.

(g) Planos y especificaciones, incluyendo modificaciones.

(h) Información de los ensayos a los materiales usados.

(i) Información relacionada con las cimentaciones y capacidad portante del terreno.

6.4.- HISTORIAL DE SERVICIO

Se deberá revisar toda la documentación relacionada con el historial de servicio de la estructura para de esa manera aprender, tanto como sea posible, a

cerca de los daños y reparaciones que ha sufrido la estructura. El tipo de información que podría ser útil incluye:

(a) Registro de los propietarios y usuarios actuales y anteriores.

(b) Registro de mantenimiento, reparación y remodelación de la estructura.
(c) Registro del clima.
(d) Entrevistas con el personal de operación y mantenimiento.
(e) Registros de actividad sísmica, actividad geológica, etc.
(f) Registros de deterioro de la estructura debido a fuego, sobrecargas, terremotos, fatiga, etc.
(g) Fotografias.

7.- OBSERVACIONES EN OBRA

7.1.- INTRODUCCION

Una vez que se ha recolectado la información a cerca del diseño, construcción, materiales, e historial de servicio, el siguiente paso es realizar observaciones en campo para verificar la información previamente obtenida, y evaluar la condición de la construcción.

Las observaciones en obra pueden dividirse en las siguientes etapas:

(a) Preparación y planeamiento.
(b) Verificación de la construcción.
(c) Evaluación de la condición de la estructura.
(d) Informe final.

Cada una de estas etapas podría ser modificada dependiendo del tipo, tamaño, complejidad, edad, uso futuro, y naturaleza del proyecto.

7.2.- PREPARACION Y PLANEAMIENTO

Antes de realizar una observación en campo detallada se debe revisar por completo las conclusiones de la investigación preliminar. Además, debe revisarse la documentación disponible para determinar el tipo y cantidad de información que debe ser verificada en campo. Cuando no están disponibles los documentos originales se deben tomar medidas especiales para compensar la información faltante. Se deben utilizar los métodos de ensayo no destructivos (ACI 228.1R) para complementar las observaciones visuales.

Se debe hacer un reconocimiento para establecer las condiciones del lugar y para decidir si se requiere un equipo especial, permisos, o un servicio especial. Se deben tomar fotografias y videos de las áreas críticas como ayuda para organizar el equipo, accesos, y metodología de inspección necesarias.

7.3.- VERIFICACION EN CAMPO DE LA CONSTRUCCION

7.3.1.- GEOMETRIA Y MATERIALES

Se deben medir las luces y secciones transversales de los miembros estructurales, particularmente en las zonas críticas, debido a que las condiciones de construcción podrían variar de las que se muestran en los planos. Es esencial que se midan y registren las ubicaciones y tamaños de las grietas en los miembros de la estructura.

Los métodos de ensayos no destructivos como el instrumento de detección magnético, radiografía, velocidad de pulso ultrasónico, u otros métodos podrían

ser usados para calcular el número, tamaño, longitud, o espaciamiento del acero de refuerzo del concreto en áreas críticas. Si se dispone de los detalles del refuerzo, se pueden usar los métodos de ensayo no destructivos para verificar la información en ubicaciones al azar (ACI 228.1R). Los resultados de estos métodos deberán ser verificados removiendo el recubrimiento de concreto en algunas zonas.

Los ensayos no destructivos pueden ser usados para identificar las áreas de corrosión del acero de refuerzo o agrietamiento. También pueden ser usados para estimar la resistencia del concreto y su calidad. Los resultados de los ensayos no destructivos son más útiles cuando son complementados con un cierto número de ensayos destructivos.

Se requerirá remover porciones de una estructura cuando hay una carencia de información a cerca de dicha área.

7.3.2.- CARGAS Y ENTORNO

Las cargas existentes, las combinaciones de carga, las presiones de suelo, y las condiciones ambientales que actúan sobre la estructura podrían ser diferentes de aquellas tomadas en cuenta durante el diseño. La inspección debe anotar cualquier cambio que pueda afectar la capacidad de carga de la estructura.

7.3.2.1.- CARGAS MUERTAS

Las diferencias entre las cargas muertas de diseño y las actuales pueden surgir de las variaciones en las dimensiones, y la densidad y contenido de humedad de los materiales de construcción. Las modificaciones en los acabados, la adición de muros, las modificaciones en la fachada, o la adición de elementos estructurales pueden también afectar las cargas muertas actuales.

7.3.2.2.- CARGAS IMPUESTAS

Debido a que las cargas impuestas dependen del uso de la estructura, se debe obtener una descripción completa de su uso en la actualidad. Se deben considerar los efectos estáticos y dinámicos de las cargas impuestas.

7.3.2.3.- ALMACEN

Se debe confirmar si los materiales almacenados son de características similares a los asumidos en el diseño original. La sobrecarga es un problema común en los almacenes.

7.3.2.4.- CARGAS DE EQUIPOS Y MAQUINAS

Las cargas estáticas y dinámicas inducidas por equipos mecánicos a la estructura deberán ser verificadas en campo. Se debe dar mayor atención a las cargas aplicadas durante la instalación, reubicación, o reemplazo de equipo. Se deberán hacer observaciones de las respuestas de impacto de martillos, compresoras, o equipos similares, que podrían producir cargas cíclicas que inducen efectos dinámicos.

7.4.- EVALUACION DE LA CONDICIO

Se deberá considerar la condición de la estructura sin prejuzgar la causa y tipo de los defectos. Es necesario describir las condiciones adecuadamente para que de esta manera pueda ser evaluada objetivamente. Las fotografias y videos pueden ser de gran ayuda.

Se debe documentar la magnitud y severidad de los daños que puedan afectar la capacidad de carga o la vida de servicio de la estructura. Todo deberá ser registrado en fotografias y videos. Las grietas, corrosión del acero de refuerzo, etc, será identificado como sigue:

(a) **Las grietas deberán ser medidas y registradas por su ancho, profundidad, longitud, ubicación y tipo (estructurales y no estructurales). Las grietas estructurales deberán ser identificadas como flexión, corte, o tensión. Los parámetros de las grietas deben ser ploteados.**

(b) **Medir y registrar el astillamiento, agrietamiento, eflorescencia y otros defectos en la superficie.**

(c) **Registrar la corrosión de las barras de refuerzo, incluyendo la magnitud y cantidad de pérdida de la sección transversal.**

(d) **Registrar las deformaciones, permanentes o transitorias bajo ciertas cargas, o cualquier otro desalineamiento de los elementos.**

(e) **Anotar cualquier signo de asentamiento en las cimentaciones o daños relacionado con esto.**

(f) **Anotar las áreas pobres de drenaje o las de emposamiento.**

(g) **Anotar cualquier evidencia de deterioro por ataque químico como ataque por sulfatos o ácidos.**

En general, la inspección visual debería incluir la medición y evaluación de tres condiciones básicas: daño visible, desviaciones y deformaciones visibles, y asentamiento de las cimentaciones.

7.4.1.- DAÑO VISIBLE

Es difícil cuantificar los daños visibles ya que esto depende de criterios subjetivos y la experiencia del inspector. Además, el deterioro o daño que es aceptado en una región o un tipo de estructura podría no ser aceptado en otras

circunstancias. Por lo tanto, antes de empezar las observaciones en campo, se deben establecer algunas pautas al evaluar las observaciones, de tal manera que se pueda lograr un entendimiento de la importancia del daño. Se recomienda una clasificación de 6 puntos de la evaluación para cualquier componente de la estructura:

(a) Insegura.
(b) Potencialmente peligrosa.
(c) Severa.
(d) Moderada.
(e) Menor.
(f) En buen estado.

Esta clasificación se debe complementar con esquemas, fotos, videos, medidas, y descripciones. Es importante anotar la magnitud y severidad de las áreas deterioradas con respecto a toda la estructura evaluada.

7.4.2.- DESVIACIONES Y DEFORMACIONES VISIBLES

Se deben medir y registrar las desviaciones visibles de los miembros, las cuales se obtienen comparando con estructuras y miembros adyacentes o cercanos.

7.4.3.- ASENTAMIENTO EN LAS CIMENTACIONES

Los movimientos, inclinaciones, y separaciones de los elementos de una estructura y grietas que resultan de asentamientos diferenciales deben ser medidos y registrados. Antes de empezar esta fase se debe revisar los planos para conocer el tipo de suelo, el nivel de agua freática, drenaje, y estructuras adyacentes.

7.5.- CONDICIONES INSEGURAS O POTENCIALMENTE PELIGROSAS

Cuando se descubren en obra condiciones inseguras o peligrosas se debe notificar inmediatamente al propietario, al que se le debe recomendar una evacuación temporal, o cualquier medida de seguridad según sea el caso.

8.- ENSAYO Y EVALUACION FINAL

La evaluación del concreto existente deberá incluir determinaciones de la resistencia y calidad. La evaluación proporciona el entendimiento de la habilidad de la estructura de soportar las cargas y condiciones de servicio a las cuales esta sujeta.

8.1.- TECNICAS DE MUESTREO

8.1.1.- CONCRETO

Las muestras de concreto en estructuras existentes podrían ser usadas para determinar la resistencia tanto como las propiedades químicas y físicas que se mencionaron anteriormente. Es esencial que las muestras obtenidas sean manipuladas, identificadas, y almacenadas en forma apropiada para prevenir su daño o contaminación.

Las muestras son generalmente tomadas para obtener información estadística a cerca de las propiedades del concreto de la estructura o para describir algunas condiciones poco usuales o extremas en ciertas áreas. Las muestras deben ser tomadas al azar en todo el área de interés.

El número requerido de ensayos generalmente depende de:

(a) La máxima diferencia (o error) que uno está dispuesto a aceptar entre el promedio de la muestra y el promedio real.
(b) Variabilidad de los resultados del ensayo.
(c) El riesgo que uno está dispuesto a aceptar cuando la diferencia permisible es excedida.

Debido a que el concreto no es un material isotrópico, las propiedades variarán dependiendo de la dirección en que sean tomadas las muestras. Se debe tomar atención particular en los miembros como columnas, muros, y vigas de gran peralte debido a que las propiedades del concreto variarán con la altura debido a diferencias en los procesos de colocado y compactación, segregación, o exudación.

8.1.1.1.- MUESTREO DE TESTIGOS

Los procedimientos para remover apropiadamente muestras de concreto se encuentran especificadas en la ASTM C 42. El número, tamaño, y ubicación de las muestras deberá ser cuidadosamente seleccionado para permitir todos los ensayos de laboratorio necesarios. De ser posible, se deben usar muestras intactas para todos los ensayos de manera que no se vean afectadas por ensayos preliminares. Se deben tomar al menos tres muestras en cada ubicación para determinar la resistencia en un área. No se debe sólo un núcleo para evaluar o diagnosticar un problema particular.

Para determinar la resistencia a la compresión o el módulo de elasticidad estático o dinámico, el diámetro del núcleo no debe ser menos de tres veces el tamaño máximo nominal del agregado.

8.1.1.2.- MUESTREO CON VIGAS

Cuando se considere apropiado, se usará este método como alternativa de solución de acuerdo con la ASTM C 42. Sin embargo, la investigación ha demostrado que cuando se usa este método se puede encontrar una reducción significativa en compresión, lo cual debe ser considerado en el análisis final de los resultados.

8.1.1.3.- MUESTREO ALEATORIO DE CONCRETO FRACTURADO

Este método generalmente es usado cuando se evalúan las propiedades químicas y físicas de los miembros de concreto deteriorados, y no cuando la resistencia está en cuestión.

8.1.2.- ACERO DE REFUERZO

Las muestras de acero de refuerzo de miembros existentes se usan para determinar su resistencia, propiedades físicas y químicas, o ambas. Las características, selección, y preparación de las muestras se encuentra en el ASTM A 370, siendo las consideraciones más importantes:

Los especimenes no deberán ser removidos en zonas de esfuerzo mínimo en le refuerzo. No deberá ser removido más de un especimen de la misma sección transversal de un miembro estructura.

9.- EVALUACION DE COSTOS

Una evaluación de costos debería ser conducida para todas las alternativas de reparación y rehabilitación. El costo de rehabilitación está sujeta a muchos

factores; sin embargo, el costo para ciertos tipos de reparaciones estructurales o reforzamiento puede ser estimado basado en experiencias previas.

En el caso que la rehabilitación exceda el presupuesto disponible, se debe estudiar la manera de reducirlos, de tal manera que el programa de rehabilitación final pueda ser modificado y aprobado.

10.- INFORME FINAL

10.1.- INTRODUCCIÓN

Los resultados de la investigación deben ser resumidos en un informe final, el cual debe incluir una breve descripción de las áreas básicas que se han tomado en cuenta durante el proceso de evaluación:

El informe final deberá incluir los resultados de todas las fases de investigación de las observaciones en campo, ensayos, y evaluaciones, y debería también incluir conclusiones y recomendaciones al propietario en como proceder con el proyecto de rehabilitación. Esto deberá incluir un plan de acción, costos estimados, y un diseño tentativo, y una programación de construcción.

10.2.- PROP0SITO Y ALCANCE DE LA INVESTIGACIÓN

Esta sección del informe debe describir el propósito y el alcance de la investigación, incluyendo cualquier modificación hecha durante el curso de la evaluación.

10.3.- DOCUMENTACI0N EXISTENTE

Se debe incluir una breve descripción de la información sobre la estructura existente incluyendo la ubicación, tamaño, historia, detalles estructurales y arquitectónicos. Los resultados de la documentación revisada deben ser resumidos y complementados por fotografias, copias de planos, y cualquier otra información pertinente. También se debe incluir una lista de todos los documentos y fuentes utilizadas.

10.4.- OBSERVACIONES DE CAMPO

Se debe dar a conocer los resultados de la inspección de la estructura. El informe debe describir brevemente los métodos y equipos utilizados, resultados de las verificaciones, incluyendo las desviaciones, las mayores deficiencias que requieren solución, y todas las partes de la estructura que serán alteradas. También se incluirán foros, esquemas, planos, y cualquier información pertinente preparada durante la inspección de campo.

10.5.- EVALUACI0N

El informe debe resumir los resultados de la evaluación de resistencia de la estructura, los cual debe estar correctamente documentado. También debe incluir una breve descripción de cada alternativa de reparación o método de reforzamiento, junto con esquemas que muestren detalles típicos, costos estimados, y el impacto del método de reparación.

10.6.- RESULTADOS Y RECOMENDACI0N

Los resultados de cada tarea anteriormente nombrada debe ser resumida en este parte del informe. Los resultados incluirán una discusión sobre la condición de la estructura y la factibilidad de la rehabilitación. Las recomendaciones deben contener los siguientes puntos: plan de acción, costos estimados, programación,

limitaciones y factibilidad.

10.7.- PLAN DE ACCION

Las recomendaciones deberán indicar la acción a tomar, las cuales podrían ser:

(1) aceptar la estructura,

(2) reforzar la estructura para corregir las deficiencias identificadas,

(3) cambiar el uso de la estructura,

(4) poner la estructura fuera de servicio.

Cuando las limitaciones de presupuesto son severas, puede ser necesario asignar prioridades para reparar y organizar el programa en un tiempo mayor.

10.7.1.- COSTOS ESTIMADOS

Los costos del proyecto generalmente influyen cada aspecto de un plan de rehabilitación. Los costos estimados deberán cumplir los requerimientos del propietario y considerarán los efectos de las interrupciones de las operaciones normales. Adicionalmente, es de mucha ayuda el identificar la influencia que tendría el retraso de una etapa en los costos de rehabilitación futuros. El costo total estimado también deberá incluir el costo de los servicios de ingeniería, los servicios de ensayo, y las contingencias.

10.7.2.- PROGRAMACI0N

El programa del proyecto podría ser determinado por la urgencia de las

necesidades de la rehabilitación, la disponibilidad de fondos, los efectos de las operaciones prolongadas, y las condiciones de construcción óptimas. Donde no se conocen las condiciones existentes se debe contar con tiempo suficiente para posibles modificaciones y servicios adicionales si se presentan nuevas deficiencias durante la rehabilitación.

10.7.3.- DETERMINACI0N LIMITACIONES Y FACTIBILIDAD

La rehabilitación frecuentemente involucra las limitaciones asociadas con el trabajo operacional existente. Se garantiza consideraciones especiales para las operaciones de construcción que producen polvo, ruido, mal olor, vibraciones, etc. También deben ser considerados el acceso y el problema del manejo de materiales. Es de gran importancia asegurar que cualquier limitación encontrada por el propietario sea considerada e incorporada en el plan de rehabilitación.

CAPITULO 16

RECUBRIMIENTOS Y PROTECCION DEL CONCRETO

1.- GENERALIDADES

El empleo de recubrimientos que incrementen la durabilidad del concreto requiere un adecuado conocimiento de sus ventajas y limitaciones. Se han sugerido diversos recubrimientos para evitar o minimizar la acción de los diferentes ataques que puede sufrir el concreto.

La mayoría de los recubrimientos desarrollan y mantienen una resistencia por adherencia mayor que los esfuerzos de tensión del concreto; por ello, la adherencia no constituye un problema siempre que el recubrimiento se aplique a una superficie limpia y seca, la cual debe estar libre de partículas de tierra y suciedad, grasas, sustancias químicas y agua que dificulten la adherencia.

La superficie del concreto puede limpiarse utilizando soluciones alcalinas o ácidas, o chorros de arena; igualmente, si el material se encuentra en la superficie o cerca de ella puede removerse empleando escarificadores.

La humedad superficial del concreto puede afectar la capacidad de adherencia entre su superficie y el recubrimiento. Esta falta de adherencia se presenta si el vapor de agua que sale del concreto se condensa en la superficie del mismo antes que el recubrimiento haya curado apropiadamente; si la temperatura del concreto es inferior a la del aire hay menos posibilidades

de condensación del vapor. La presencia de burbujas de aire en la superficie también puede impedir que el recubrimiento forme una película continua y sin fallas.

Se pueden presentar fallas en el recubrimiento debido a que los esfuerzos internos en el recubrimiento son mayores que la resistencia a la tensión del concreto cerca de la superficie de contacto. Estos esfuerzos tienen como fuente: los esfuerzos de contracción y los esfuerzos no liberados cuando el material se cura y los cambios diferenciales de volumen entre el concreto y el recubrimiento por diferencias en la temperatura y en el coeficiente de expansión térmica. La mayoría de los recubrimientos tiene un coeficiente de expansión térmica mayor que el del concreto.

La debilidad del concreto cerca de la superficie puede ser la causa de un trabajo en exceso durante el proceso de acabado, por la formación de una película superficial, o por un curado inadecuado. Cualquier grieta en el concreto que se presente o se haga más grande después de la aplicación del recubrimiento se reflejará en él.

En la mayoría de los casos, no es aconsejable el recubrimiento del concreto después del inicio de la corrosión, ya que podría ser más peligroso que beneficioso.

Una losa de mala calidad y alta permeabilidad puede permitir que el agua freática pase a través del concreto con tanta velocidad que la superficie esté lo suficientemente húmeda como para que nunca se le pueda aplicar un recubrimiento; o puede hacer que después de aplicado el revestimiento se desprenda.

El recubrimiento de las estructura de concreto o de sus miembros estructurales ha sido recomendado como un medio para evitar el ingreso de materiales corrosivos. Sin embargo, puede ser virtualmente imposible revestir todas aquellas partes de la estructura que podrían proporcionar acceso a materiales corrosivos tales como el agua de mar.

En este capítulo se presentan las diversas opciones de sistemas protectores, indicando en cada uno de los casos la forma y razones de su

utilización.

2.- SISTEMAS DE BARRERAS PROTECTORAS

Estos sistemas son empleados para proteger al concreto del deterioro producido por diversos químicos y de su consiguiente pérdida de integridad estructural. La calidad del concreto, especialmente cerca de la superficie, influenciará el comportamiento del sistema debido a que éste afecta la capacidad del material de barrera.

Para que un material de barrera proteja al concreto de manera adecuada, los químicos del medio ambiente no deben causar expansión, disolución, agrietamiento o cristalización del material de barrera; los químicos tampoco deben penetrar o difundirse a través de la barrera destruyendo la adherencia entre ésta y el concreto. La resistencia a la abrasión debe ser la adecuada para prevenir que el material de barrera no sea removido durante el tiempo de servicio.

La resistencia a la adherencia de una barrera no bituminosa al concreto debe ser como mínimo igual a la resistencia a la tensión del concreto en la superficie; esta adherencia se ve afectada por la limpieza de la interfase cuando se aplica el material de barrera.

Quizás la parte más crítica de un sistema de barrera no bituminoso es el primer cuarto de pulgada (6 mm) del concreto.

Cuando ocurre una falla, una capa delgada de concreto de hasta ¼", pero generalmente menor a 1/8", se adhiere a la parte inferior del material de barrera. Esto significa que el concreto falló debido a que los esfuerzos internos en el material de barrera fueron mucho mayores que la resistencia a la tensión del concreto cerca de la interfase.

Sólo sí la superficie está preparada apropiadamente, libre de partículas sueltas, polvo, aceites, y otros químicos que evitan la adhesión, la mayoría de materiales de barrera no bituminosos específicamente usados sobre el concreto desarrollan y mantienen una resistencia a la adherencia mayor que la resistencia a la tensión del concreto.

La humedad dentro del concreto puede afectar la capacidad del sistema de barrera de adherirse a la superficie si el vapor de agua que se esparce fuera del concreto se condensa en la interfase concreto-barrera antes que la barrera haya tenido la oportunidad de curar.

Los cambios de volumen diferenciales entre el concreto y la barrera causados por una diferencia en el coeficiente lineal de expansión térmica junto con una variación en la temperatura crean esfuerzos internos.

Todas las barreras de polímeros tienen un mayor coeficiente lineal de expansión térmica que el concreto. Generalmente se adiciona un relleno granular al material de barrera de tal manera que su coeficiente térmico sea cercano al del concreto.

El sistema de barrera debe tener un módulo de elasticidad bajo para prevenir que los esfuerzos sean mayores que la resistencia a la tensión del concreto en el rango de temperatura esperada para su uso.

Una superficie de concreto débil puede ser el resultado del uso de una relación agua/material-cementante elevada, exceso de pulido durante el acabado, la presencia de lechada en la superficie o un curado inapropiado. Como resultado, el concreto puede fallar debido a los esfuerzos impuestos sobre éste, incluso por un sistema de barrera con un módulo de elasticidad bajo.

Cualquier grieta en el concreto que ocurra antes o después de la aplicación de la barrera se reflejará a través de ésta si el concreto está sujeto a movimientos por cambios de temperatura o por aplicación de cargas. Este movimiento del concreto puede destruir la capacidad de la barrera de proporcionar protección al concreto.

Una losa de concreto de pobre calidad y alta permeabilidad puede permitir que el agua freática viaje a través del concreto tan rápidamente que la superficie no seque lo suficiente para permitir que la barrera desarrolle una buena adherencia.

El material de barrera debe ser resistente al deterioro por los químicos a los cuales estará expuesto; a su vez, también debe resistir la difusión o permeabilidad de estas sustancias a través de éste, ya que de otra manera la adherencia se vería afectada, especialmente cuando el material que se esparce es ácido.

Es importante tener en cuenta que la resistencia química y la resistencia a la permeabilidad son dos propiedades separadas, ya que un químico puede penetrar a través de varios materiales de barrera causando pérdida de la adherencia sin dar ninguna indicación de haber degradado el material de barrera.

La temperatura de los químicos que contactan el material de barrera afecta el comportamiento de ésta. Cada material tiene su propia temperatura de operación máxima característica para un determinado ambiente químico. Cambios bruscos en la temperatura pueden agrietar algunos materiales de barrera o causar pérdida de la adherencia entre la barrera y el concreto.

No existe la certeza que los materiales elaborados por diferentes fabricantes se comportarán de manera similar, aún cuando estén clasificados dentro de un mismo tipo genérico, ya que los tipos y cantidades de ingredientes varían, variando consigo su comportamiento.

Además, las características de aplicación, sensibilidad a la humedad sobre una superficie de concreto, o el rango de temperatura de aplicación, también afectarán su comportamiento.

El espesor de la barrera requerido dependerá de la severidad del ambiente. La selección del sistema de barrera debe basarse en ensayos o experiencias pasadas. Si se realizan ensayos, especímenes a los que se les ha aplicado el sistema de barrera deben ser expuestos al ambiente actual o uno que lo simule lo más parecido posible. Si la selección debe hacerse antes de realizar los ensayos, se debe tener la suficiente documentación de casos donde se hayan sido usados estos sistemas bajo condiciones similares.

El concreto debe estar seco antes de la aplicación del material de barrera. No sólo la humedad sobre la superficie es inaceptable, sino también la

humedad dentro del concreto puede afectar la capacidad del revestimiento de adherirse a la superficie.

Una superficie muy húmeda puede producir vacíos en el material de barrera y conllevar al ampollamiento o descascaramiento después que la película superficial se ha curado y endurecido.

Para determinar si la humedad será un problema en la adherencia de la barrera se debe tener en cuenta los siguientes factores: la tasa de transmisión de vapor a través y desde el concreto, la cantidad de humedad que permanece en el concreto en cualquier etapa, la permeabilidad a la humedad, el diferencial de temperatura entre la superficie de concreto y la temperatura ambiente mientras el revestimiento está siendo curado, y la capacidad del material de desplazar la humedad de la superficie.

Para algunos sistemas de barreras, es de mucha ayuda realizar un ensayo cualitativo de la humedad para concretos de peso normal (recomendado por el ACI 503). El contenido de humedad es considerado excesivo si ésta se recolecta en la línea de unión entre el concreto y el material de barrera antes que la barrera haya curado.

Esto se evalúa colocando una lámina transparente de polietileno de 4x4 pies (1.2 x1.2 m) en la superficie de concreto y determinando el tiempo requerido para que la humedad se recolecte en la parte inferior de la lámina. El tiempo para que la humedad se recolecte debe ser comparado con el tiempo requerido para que el material de barrera cure; éste es un valor que debe ser proporcionado por el fabricante del material. Si éste cura en un tiempo menor que el requerido para que la humedad se recolecte, se puede concluir que el concreto está adecuadamente seco.

Las condiciones del medio ambiente, tales como la luz solar, humedad, y temperatura, también deben simular durante el ensayo las condiciones existentes durante la aplicación y curado de la barrera. Para superficies de concreto expuestas al sol, hay una mejor adherencia entre la superficie de concreto y el material de barrera cuando ésta es aplicada al atardecer. La exposición al sol y al aire por al menos 6 horas da como resultado menor contenido de humedad en la superficie.

Un beneficio secundario de la aplicación del material de barrera al atardecer es que la superficie normalmente habrá alcanzado su temperatura máxima, de tal manera que no ocurrirá expansión excesiva de aire en los poros de concreto; esto eliminará la tendencia a la expansión del aire, lo cual causaría el ampollamiento del material de barrera mientras está curando.

La encapsulación del concreto es un problema especial que puede ocurrir cuando una losa inclinada recibe una barrera de vapor en la parte inferior y posteriormente es cubierta superficialmente con un sistema de barrera. El agua puede quedar atrapada en el concreto, haciéndolo mas susceptible al deterioro por congelación y deshielo. Además, si el concreto es encapsulado durante un día relativamente frío y después está sujeto a temperaturas ambientes mucho más altas, el incremento de la presión de vapor del agua atrapada podría causar la pérdida de adherencia del material de barrera. El uso de una barrera ventilada puede minimizar el problema.

3.- SISTEMAS DE PROTECCION

Los tratamientos de superficie son agrupados o clasificados como: sellantes de penetración, sellantes de superficie, revestimientos gruesos, membranas, y sobrecapas. Los tratamientos de superficie incluyen las aplicaciones horizontales y verticales. Las técnicas y materiales seleccionados deben ser consistentes con el uso que se requiere. El objetivo es limitar la corrosión estableciendo condiciones que reduzcan el paso del agua, a la vez que se previene el ingreso de humedad o cloruros. A pesar que los resultados han sido variados, los tratamientos de superficie han sido efectivos al disminuir substancialmente la corrosión del refuerzo en ensayos de laboratorio, y algunos han presentado un buen comportamiento en su aplicación en campo.

El ingeniero debe asegurar la compatibilidad entre el tratamiento seleccionado, los materiales de reparación, y la superficie de concreto existente. Evitar la encapsulación del concreto al usar tratamientos de superficie no ventilados.

Dentro de grupo de los sellantes se encuentran:

a) Los aceites de linaza calentados, esparcidos a una temperatura de 10°C o más. Se emplean para mejorar la durabilidad del concreto frente a la acción de los procesos de congelación y deshielo. Sus principales inconvenientes son que oscurecen ligeramente el concreto, requieren una aplicación frecuente y presentan pobre resistencia frente a la radiación ultravioleta. Su ventaja es que no producen agrietamientos. El proceso de instalación requiere que la superficie esté limpia, seca y sana.

b) Los silenos y siloxanos, que mejoran la durabilidad del concreto frente a los procesos de congelación y deshielo, reducen la penetración de sales y contribuyen a evitar la corrosión del acero de refuerzo. Igualmente, no producen agrietamiento. Al aplicarlos, la superficie debe estar libre de tratamientos preliminares, se requiere de ventilación y que sean esparcidos por rociado.

c) Los metacrilatos de alto peso molecular, que se caracterizan por sellar las grietas y cuyas principales propiedades son: resistencia variable a los rayos ultravioleta y prevención de la penetración de humedad a través de las grietas. Requieren que la superficie esté limpia, seca y sana. Pueden colocarse por rociado, pintado con brocha o rodillo.

Dentro del grupo de los revestimientos se encuentran: epoxys, uretanos, sistemas de membrana de uretano o neopreno con revestimiento epóxico superficiales y determinados sistemas asfálticos.

Estos revestimientos generalmente tienen buena resistencia a la absorción de agua y mejoran la durabilidad frente a los procesos de congelación y deshielo; presentan una resistencia a la abrasión de aceptable a buena, y una resistencia a los rayos ultra violeta variable. Su aplicación requiere que la superficie esté limpia, seca y sana; y pueden ser rociados,

aplicados con brocha o rodillo. Su instalación debe ser a 10°C o más y se requiere ventilación adecuada. Generalmente se requiere una superficie nivelada.

Las sobrecapas aplicadas como mecanismo de protección, pueden ser de concreto, concreto polímero, o concreto modificado con polímero. Tienen una excelente resistencia a la abrasión y mejoran la durabilidad frente a la congelación. Entre sus principales características se encuentran que es posible un acabado arquitectónico, protegen el concreto estructural y el refuerzo; y pueden mejorar la capacidad estructural. La superficie debe ser rugosa y estar limpia y sana. La aplicación puede ser manual o mecánica. La colocación debe ser sobre el punto de congelación. Se puede requerir ventilación.

La mayoría de los tratamientos de superficie deben ser aplicados a una superficie limpia, seca y firme, a condiciones moderadas de temperatura y humedad en un espacio ventilado. Se necesita de una superficie relativamente lisa cuando se utilizan membranas de aplicación líquida. Debido a que estas condiciones no siempre predominan, la dificultad y el costo para lograr las condiciones de instalación apropiadas podrían influenciar en la elección de un sistema.

La humedad en las losas al momento de la aplicación, la temperatura, la presencia de contaminantes, u otros factores afectarán el éxito de la aplicación de un sistema. Antes de la aplicación de la mayoría de tratamientos de superficie, se deben corregir todas las imperfecciones presentes en el concreto.

La preparación de la superficie es una consideración importante y el método a emplear depende del tipo de sistema de protección. Algunas técnicas incluyen la escarificación, molienda o cepillado, desgaste abrasivo, desgaste a presión, y lavado por ácidos. Todo el polvo y residuos que resulten de la preparación de la superficie deben ser removidos antes de la aplicación del tratamiento de superficie.

La resistencia a la absorción del agua es un factor crítico en los sistemas de protección. La permeabilidad al agua es una medida de la cantidad

de agua que puede pasar a través de un tratamiento de superficie en un determinado período.

Mientras que los tratamientos de superficie deben resistir el paso del agua, deben permitir que el concreto seque, particularmente si son colocados sobre reparaciones nuevas de concreto o sobre la cara interior de los muros de cimentación, o sobre losas inclinadas. La transmisión del vapor de agua es la cantidad de vapor de agua que puede pasar a través de un sistema de protección en un determinado período.

Las características anteriormente descritas son medidas indirectas de la resistencia del concreto a la corrosión de refuerzo. La penetración de soluciones químicas o salinas a través del concreto podría causar la corrosión localizada del acero de refuerzo. La razón principal para optar por un tratamiento de superficie es el de incrementar la resistencia a la corrosión del refuerzo proporcionándole un ambiente menos corrosivo.

La penetración de humedad a través de grietas puede frustrar el propósito del tratamiento de superficie al permitir la corrosión localizada del refuerzo. Los selladores de penetración y de superficie no presentan gran capacidad de control de grietas, a pesar que la naturaleza hidrofóbica de los silanos podría prevenir el ingreso de la humedad dentro de grietas muy delgadas.

Los sistemas de membranas elastoméricas generalmente tienen suficiente espesor y flexibilidad para controlar grietas, aún cuando el ancho de éstas varíe. Antes de la aplicación de la membrana, deben localizarse y sellarse las grietas con espesores mayores de 0.25 a 0.375 mm.

Los sellantes de penetración no afectan la resistencia al deslizamiento de la superficie de concreto. Debido a que estos sellantes se localizan en o debajo de la superficie, están sujetos a desgaste en la misma magnitud que la superficie de concreto.

Los sellantes de superficie y los revestimientos gruesos podrían hacer que la superficie sea menos resistente al deslizamiento; mientras que los sistemas de membranas y sobrecapas tienen el potencial de hacer que la

superficie sea más resistente al deslizamiento.

A excepción de los sellantes de penetración, la mayoría de tratamientos de superficie alteran la apariencia del concreto. Esto puede ser una ventaja debido a que el contraste entre el concreto original y la reparación puede ser escondida. La mayoría de los sellantes de superficie son transparentes, dejando una apariencia húmeda o brillante, a pesar de que algunos pueden ser pigmentados.

Las membranas y los revestimientos de la parte superior de las membranas son generalmente grises o negros; hay presentaciones en otros colores pero tienen tendencia a decolorarse.

4.- CLASIFICACION

Los sellantes de penetración son materiales que después de su aplicación penetrarán dentro del substrato de concreto. La profundidad de penetración varía con el producto (tamaño de las moléculas del sellante) y con las propiedades del concreto (tamaño de la estructura de poro) sobre el cual es aplicado el sellante. Una penetración profunda, usada especialmente para superficies sujetas a abrasión, no es el criterio más importante para determinar la efectividad del sellante. Dentro de este grupo se encuentran los aceites de linaza calentados, silenos, siloxanos y metacrilatos de alto peso molecular.

Los sellantes de penetración podrían ser aplicados por rodillado, alisado, o rociado sobre la superficie de concreto. Para el éxito de la aplicación, es importante una adecuada preparación de la superficie debido a que los sellantes de penetración son susceptibles a los contaminantes y a los sellantes previamente aplicados. Las resistencias a los rayos ultravioletas y a la abrasión son generalmente buenas. Los sellantes de penetración no reducen las grietas nuevas o existentes.

Los sellantes de superficie son productos con espesores menores de 0.25 mm que generalmente descansan sobre la superficie del concreto. Dentro de este grupo se encuentran variedades de epóxicos, poliuretanos, metil metacrilatos, uretanos y resinas acrílicas. Ciertas pinturas a base de aceites o

látex (como el estireno-butadieno, el acetato polivinilo, el acrílico o una combinación de estos con otros polímeros dispersos en agua) pueden entar dentro de este grupo si presentan espesores menores de 0.25 mm.

El espesor de la película seca de los sellantes de superficie y de las pinturas oscila entre 0.03 y 0.25 mm. A pesar que estos productos pueden ser pigmentados, no alteran apreciablemente la textura de la superficie; por lo que la mayoría de las manchas de la superficie se reflejarán a través de estos.

Los materiales pueden ser aplicados con brocha, rodillo o pulverizado. Los sellantes de superficie, en general, reducen la resistencia al deslizamiento. Muchas veces pueden ser efectivos en el sellado de las fisuras más pequeñas sin movimiento. Muchos de estos productos son afectados por los rayos ultravioletas y se desgastan bajo la superficie sometida a abrasión. Sin embargo, los epoxys y el metil metacrilato muestran buena resistencia a la abrasión y se comportan mejor que otros productos de su clasificación. La preparación de la superficie es importante para todos esos productos.

Los revestimientos gruesos son materiales aplicados a la superficie de concreto con espesores secos mayores de 0.25 mm y menores de 0.75 mm. El polímero base de tales productos incluye, pero no está limitado a acrílicos, butadienos estirenos, acetatos polivinilos, uretanos, poliésteres, y epoxys. Los revestimientos gruesos alterarán la apariencia de la superficie, pueden ser pigmentados y pueden producir manchado en la superficie de concreto.

Estos productos pueden ser aplicados con brocha, rodillo, rociado, o pulverizado. En aplicaciones normales, el revestimiento debe ser resistente a la oxidación y rayos ultravioleta. En pisos, es importante la resistencia a la abrasión y al punzonado, así como su resistencia a agentes químicos, tales como sales, grasas y aceites, ácidos de bateria y detergentes. Además de la preservación del material de revestimiento, la adherencia entre el revestimiento y el subtrato de concreto debe permanecer intacta, ya que aún con una preparación apropiada de la superficie ésta puede romperse. Si el revestimiento es altamente impermeable al vapor de agua, éste puede condensarse en la interfase concreto/revestimiento y destruir la adherencia.

Las resinas epóxicas son materiales con buenas características de

adherencia y durabilidad, comúnmente empleadas para reparar materiales. Las resinas pueden mezclarse con agregado fino para mejorar la resistencia abrasiva y al deslizamiento.

Algunos revestimientos gruesos, incluyendo epoxys sin agregados, cuando son empleados en aplicaciones horizontales, pueden dar por resultado una superficie altamente deslizante cuando están húmedos, pudiendo no ser adecuados para el tránsito de personas o vehículos. Estos productos tienen mejores características de desgaste que sistemas más delgados.

Cuando se requiere un revestimiento que minimice la corrosión del acero en trabajos de reparación, éste también impermeabiliza la estructura, la protege contra ataques químicos, y mejora su apariencia.

Los sistemas de membranas son tratamientos aplicados a la superficie de concreto con espesores mayores a 0.7 mm y menores a 6 mm. Dentro de este grupo se encuentran los uretanos, acrílicos, epoxys, neoprenos, cemento, concreto polímero, algunos metil metacrilatos, y productos asfálticos. Estos productos podrían alterar significativamente la apariencia y ensuciar la superficie de concreto. Las membranas elastoméricas y algunos revestimientos gruesos también se encuentran dentro de este grupo.

Estos productos pueden ser aplicados por brocha, alisado, rodillo, frotachado o rociado. La mayoría de estas membranas son resistentes a la absorción de agua y reducen pequeñas fisuras en movimiento o no menores a 0.25 mm.

La principal desventaja que se presenta al emplear estos materiales es el número limitado de ensayos que determinan el comportamiento de las membranas elastoméricas, particularmente de los sistemas de membranas para tráfico pesado. Generalmente, los fabricantes listan una variedad de resultados de ensayos (no estandarizados) efectuados en sus laboratorios bajo condiciones de temperatura ambiente.

Las sobrecapas son productos de espesores mayores a 6 mm que, en general, se adhieren a la superficie de concreto. Dentro de este grupo se encuentran los concretos polímeros, concretos, epoxys, determinados metil metacrilatos, y concretos modificados con polímeros. La sobrecapa cambia la

textura superficial y eleva la superficie del concreto original.

La sobrecapa puede ser colocada, frotachada, pulida, esparcida, en una o más capas en la superficie de concreto. La sobrecapa añadirá peso proporcional a su espesor. Por lo tanto, la carga muerta adicional debe ser considerada en el análisis de una estructura existente. La sobrecapa puede ser colocada para actuar conjuntamente con la estructura existente. Se puede añadir refuerzo adicional, tal como alambres soldados, acero de refuerzo, o fibra.

El espesor de una sobrecapa puede emplearse para mejorar las características de drenaje de la superficie de una losa de concreto. La sobrecapa puede unir grietas que no se mueven; sin embargo, las grietas pueden moverse a través de ésta, a menos que esté adecuadamente diseñada. Una sobrecapa ofrece una amplia variedad de texturas.

Para que una sobrecapa se comporte adecuadamente, la superficie a la cual ella es unida, debe estar limpia y sana. Se debe remover toda la lechada, polvo, y escombros, que resulten de las operaciones de preparación de la superficie.

El agrietamiento, que puede ser un problema en algunas sobrecapas, puede ser causado por: rasgado de la superficie debido a operaciones de acabado; contracción plástica por excesivo secado; movimientos diferenciales entre la losa y la sobrecapa causados por diferencias de temperatura o contracción por secado; o grietas existentes reflejadas a través de la sobrecapa.

Para evitar que la superficie de la sobrecapa se seque y pierda su plasticidad, con tendencia a que se rasgue y forme grietas superficiales, es necesario proporcionar un tiempo de acabado apropiado y, en algunos casos, si es posible, se puede aplicar una neblina muy fina de agua para prevenir pérdidas por evaporación.

Las sobrecapas cementicias delgadas son susceptibles al agrietamiento por contracción plástica debido a que su alta relación superficie/volumen promueve una rápida evaporación bajo condiciones secas.

También, debido a que estos concretos generalmente tienen relaciones agua-cemento bajas hay poca exudación que reemplace el agua evaporada. Es recomendable determinar las condiciones ambientales que se esperan cuando se colocan las sobrecapas y realizar una buena práctica de curado. Las juntas de control adicionadas al material plástico dentro de las 24 horas de colocación reducirán los esfuerzos de contracción.

El movimiento térmico diferencial puede minimizarse mediante el enfriamiento de la losa con agua antes de la colocación de la sobrecapa, o mediante la colocación de ésta durante las primeras horas de la mañana, o una combinación de ambas.

El problema que puede causar el reflejo de las grietas existentes a través de las sobrecapas delgadas se puede evitar reparando las grietas antes de la colocación de la sobrecapa.

Las sobrecapas de concreto son capas simples de concreto, generalmente horizontales, colocadas sobre una superficie de concreto existente, apropiadamente preparada, para restaurar superficies astilladas o desintegradas. El espesor de la sobrecapa podría variar de 3.8 cm a cualquier espesor razonable, dependiendo del propósito de su uso.

Las sobrecapas a base de cemento Portland pueden ser apropiadas para una variedad de aplicaciones tales como reparaciones de superficies de concreto astilladas o agrietadas en losas de puentes o estructuras de estacionamientos, incremento del recubrimiento sobre el acero de refuerzo, o nivelación de pisos. Entre otras de sus aplicaciones se encuentran la reparación de superficies de concreto dañadas por abrasión, congelación, o fuego y la reparación de pavimentos deteriorados.

No es recomendable el empleo de estas sobrecapas en situaciones donde el daño original ha sido causado por ataques químicos agresivos que continuarán atacando el cemento Portland de la sobrecapa. Tampoco deben ser usadas en situaciones que presenten agrietamiento activo o movimiento estructural, ya que las grietas existentes pueden ser reflejadas a través de la

sobrecapa.

El concreto de la sobrecapa debe estar proporcionado para cumplir con las características del concreto del substrato. Para minimizar la contracción, la relación agua-cemento debe mantenerse al mínimo permitiendo una colocación y consolidación apropiada. La colocación de una lechada de cemento-arena inmediatamente antes de la colocación de la sobrecapa ha conseguido buenos resultados.

Un LMC es similar al concreto convencional excepto que contiene un látex y menos agua. En plataformas de puentes y estacionamientos, se emplea una relación de 15% de sólidos de látex al peso de cemento Portland.

Cuando se emplean sobrecapas de LMC, se debe tener en consideración que el LMC es generalmente producido en mezcladoras móviles y continuas implementadas con un tanque de almacenamiento adicional, una bomba, y un conductor de látex. El látex debe mantenerse a una temperatura entre 7 y 30° C.

Es una característica del látex ingresar una cierta cantidad de aire en el concreto, pudiendo requerirse la adición de un agente anti-espuma para asegurar contenidos de aire satisfactorios. No deben usarse aditivos incorporadores de aire.

Si se le permite secar, el LMC tiende a formar una corteza sobre la superficie; por lo tanto, las operaciones de acabado deben realizarse a tiempo para prevenir el desgarramiento de la superficie. En el verano, es común que la colocación se realice muy temprano en las mañanas o en las noches para evitar las condiciones del clima agraven el secado.

Es aconsejable picar o raspar la superficie del concreto original para mejorar la adherencia; al igual que pre-humedecer el substrato de concreto. La capa de adherencia para el LMC puede producirse directamente por frotachado de la fracción mortero del concreto conforme es descargado sobre la losa o puede aplicarse por separado una mezcla de mortero sobre la superficie. El propósito de esta capa de adherencia es hacer un contacto íntimo entre la plataforma limpia y la mezcla de LMC recién colocada.

Dependiendo de la magnitud de la operación, el acabado puede hacerse ya sea con una máquina de tambor giratorio (plataformas de concreto) o herramientas de metal (acabado a mano).

Tan pronto como se ha completado la operación de acabado, se aplica aspillera húmeda y una película de polietileno para prevenir la pérdida de humedad de la superficie. Esta cobertura debe colocarse por un mínimo de 24 a 48 horas y después ser removida para su posterior secado al aire hasta que el LMC haya alcanzado la resistencia especificada.

A medida que el LMC se cura, el látex se fusiona para forma una película dentro del concreto. Este proceso retiene agua, lo cual permite la hidratación del cemento y la reducción del agrietamiento por contracción. La formación de esta película continúa en la fase de curado seco, controlando la pérdida de humedad excesiva mientras la resistencia del concreto se incrementa. La formación de esta película es susceptible a la temperatura, por lo tanto, requerirá mayor cantidad de tiempo para que se fusione a bajas temperaturas. Para monitorear apropiadamente la resistencia ganada, se deben curar probetas en el mismo ambiente que la sobrecapa.

Las resinas epóxicas son materiales comúnmente empleados en reparaciones ya que presentan características de durabilidad y adherencia muy buenas. Los sistemas de resinas epóxicas deben cumplir con los requerimientos de la norma ASTM C881, Tipo III. Estas resinas pueden mezclarse con agregados para formar concretos o morteros epóxicos que son apropiados para algunas aplicaciones como revestimientos y sobrecapas.

Este tipo se sobrecapas, compuestas por concretos o morteros epóxicos, son usadas en áreas donde el concreto es atacado por sustancias agresivas como aguas ácidas u otros químicos en el agua. También pueden ser empleadas, pero con precaución, en reparación de grietas superficiales, siempre que la causa del agrietamiento sea bien entendida y no se espere ningún tipo de movimiento del concreto en el fututo.

Debido a que las propiedades físicas de los epoxys son muy diferentes a las del concreto, las posibles aplicaciones de revestimientos y sobrecapas a base de epoxys deben ser revisadas cuidadosamente para asegurar que el uso

propuesto es compatible con el material base.

Las losas inclinadas o los muros de concreto en climas helados no deben recibir una sobrecapa o un revestimiento, ya que pueden causar una barrera impermeable que hará que la humedad se forme debajo o detrás de la barrera, conllevando a la saturación crítica del concreto y a su rápido deterioro por ciclos de congelación y deshielo.

Es necesario determinar si el coeficiente de expansión del concreto epóxico es compatible con el substrato de concreto, ya que pueden ocurrir fallas en la línea de adherencia causadas por la diferencia en las variaciones volumétricas termales.

Para economizar y mejorar el comportamiento (reducir la contracción, mayor módulo de elasticidad, menor coeficiente de expansión térmica, mayor resistencia al desgaste) en las reparaciones, se añaden agregados al sistema. Estos agregados deben estar limpios y secos al momento de su uso y a una temperatura similar a la de la esperada por el concreto o mortero de resina epóxica. La gradación debe ser uniforme, con el menor tamaño retenido en la malla N°100 y el tamaño máximo no debe exceder de un tercio de la profundidad promedio de la reparación o de la abertura a ser llenada. Sin embargo, el tamaño máximo del agregado recomendado para los concretos de resina epóxica es de 1” (25 mm), y para los morteros de resina epóxica deben de pasar la malla N° 8 (2.36 mm).

Es importante limitar la cantidad de agregados para asegurar el completo humedecimiento de las superficies de éstos con la resina y variar las proporciones agregado-resina con el tipo y la gradación del agregado. Cuando se hacen morteros epóxicos generalmente se emplean tres partes por peso de agregado fino con una parte de resina epóxica. Para concretos epóxicos, la proporción de agregado a resina de la mezcla podría ser tan alta como 12 a 1 por peso, para agregados que tengan un peso específico en un rango de 2.5 a 2.8. La relación epoxy-agregado y la temperatura afectan la viscosidad del sistema.

Es obligatorio el mezclado mecánico de los componentes de la resina

epóxica en volúmenes mayores a 0.5 litros. El concreto o mortero epóxico puede ser mezclado mecánicamente o manualmente después que los componentes epóxicos han sido mezclados. Las mezcladoras de tambor pequeño se emplean satisfactoriamente pero presentan dificultades en su limpieza.

Cuando el mortero epóxico es mezclado manualmente en recipientes metálicos con herramientas apropiadas, el sistema epóxico mezclado es transferido a un recipiente donde se añade gradualmente, durante la mezcla, el agregado fino.

En el caso de concretos epóxicos, primero se añade el agregado fino y después el agregado grueso. Este procedimiento permite el humedecimiento apropiado de las partículas de agregado fino por el sistema epóxico mezclado y produce una mezcla ligeramente "humedecida" a la cual se añade el agregado grueso.

Antes de su colocación, debe aplicarse una primera capa de epóxico sobre la superficie limpia, ya sea por cepillado, frotachado, o cualquier otro método que humedezca la superficie. El concreto o mortero epóxico debe ser aplicado mientras esta primera capa presenta una condición adherente.

Para consolidar el concreto epóxico se deben usar apisonadores manuales, teniendo cuidado de frotachar el mortero a los lados y en las esquinas. Debido a que los sistemas epóxicos fraguan rápidamente, las operaciones de colocación, consolidación y acabado deben realizarse en el menor tiempo posible.

Los materiales usados en los sistemas epóxicos y los solventes empleados en la limpieza podrían ser dañinos para la salud de algunas personas.

5.- SELLANTES DE JUNTAS

La función de los sellantes de juntas en el concreto es minimizar el ingreso de líquidos, sólidos o gases, además de proteger al concreto de cualquier daño. Entre las funciones secundarias se encuentran mejorar el

aislamiento térmico y acústico y prevenir la acumulación de material no deseable en las grietas (ACI 504R).

Los sistemas de protección de juntas incluyen el sellado de grietas, juntas de contracción, juntas de expansión y juntas de construcción.

Entre las razones por las que se presentan grietas en el concreto se encuentran las variaciones térmicas, contracción, y esfuerzos estructurales o acortamientos por deformaciones a largo plazo. Antes de seleccionar un sellante se debe determinar la causa del agrietamiento e identificar las grietas que se desplazan.

Las juntas de contracción son diseñadas para regular el agrietamiento que podría, de otra manera, ocurrir debido a la contracción del concreto. Estas juntas son frecuentemente llamadas juntas de control debido a que ellas tratan de controlar la ubicación de las grietas. El plano de debilidad necesario podría formarse reduciendo la sección transversal del concreto, ya sea manualmente con las herramientas necesarias o por aserrado de las grietas , habitualmente dentro de 24 horas.

Las juntas de expansión están diseñadas para prevenir la trituración y la distorsión (incluyendo el desplazamiento, pandeo, y alabeo) de las unidades estructurales de concreto limitantes, que de otra manera ocurriría debido a la transmisión de las fuerzas de compresión que podrían desarrollarse por expansión, cargas aplicadas, o movimientos diferenciales que surgen de la configuración de la estructura o su fraguado. Las juntas de expansión son hechas proporcionando un espacio sobre toda la sección transversal entre las unidades estructurales limitantes.

Las juntas de construcción son juntas hechas antes y después de la colocación del concreto o a través del posicionamiento de unidades prefabricadas. La ubicación de estas juntas es generalmente predeterminada para limitar el trabajo que puede ser hecho, causándole a la estructura acabada el menor deterioro posible, a pesar que también pueden ser necesitadas por imprevistos en las operaciones de concreto.

Dependiendo del diseño estructural, éstas juntas pueden trabajar más

adelante como juntas de expansión o contracción, o también podría requerirse un relleno adecuado que mantenga la integridad de la estructura.

Los métodos para sellar juntas incluyen técnicas de inyección, ligantes, instalación de sellantes premoldeados, o instalación de sistemas apropiados para la protección de superficies (como las membranas elastoméricas).

El ACI 504R describe las diferentes técnicas y materiales para el sellado de juntas y el ACI 503R describe los materiales epóxicos.

Un procedimiento que controla la corrosión del acero en un concreto contaminado es la protección catódica. El principio básico de la protección catódica es el de hacer al acero de refuerzo embebido catódico, de esta manera se previene mayor corrosión de éste. Esto se logra al conectar eléctricamente el acero de refuerzo a otro metal que actúa como ánodo, ya sea con o sin la aplicación de un suministro de energía externa. Los procedimientos de protección catódica, que evitan la corrosión del acero de refuerzo, se encuentran detallados en el Anexo 4 del Capítulo 7 "Ataque por corrosión".

6.- CONSIDERACIONES FINALES

Los recubrimientos como elemento de protección del concreto están llamados a desempeñar un papel cada vez más importante en la protección del concreto. La investigación efectuada en diferentes laboratorios y países permite tener mayor conocimiento sobre sus propiedades y comportamiento.

Existen tratamientos superficiales y recubrimientos a ser aplicados a las superficies de concreto cuando se requiere protección especial contra los diversos ataques químicos. La importancia de un buen diseño, el empleo de concretos de buena calidad, el uso de adecuadas técnicas constructivas, así como un buen curado, son todos ellos factores que pueden conducir a evitar la corrosión y el alto costo de las reparaciones.

Detener la corrosión una vez que las condiciones que la provocan se han incorporado ya a la estructura, es una tarea difícil y de resultados inciertos. La protección catótica, las inyecciones de epóxicos, o la aplicación

de recubrimientos impermeables, están al nivel de soluciones promisorias.

Es recomendable que cualquier alternativa se aplique después de un cuidadoso estudio efectuado por expertos en problemas de corrosión.
Adicionalmente se deberán tener en consideración los siguientes aspectos:

(a) Las estructuras que, en cualquier época de su vida, pueden verse sometidas a la acción destructiva de agentes agresivos para el concreto, deberán ser protegidas mediante procedimientos adecuados.

(b) Cuando no se disponga de antecedentes que permitan afirmar que la napa freática, la humedad del suelo, o el medio ambiente en contacto con la estructura, pueden actuar sobre ellas sin peligro de corrosión, es recomendable la realización de estudios y ensayos, los cuales permitan poner en evidencia la existencia y naturaleza de posibles agentes agrevisos, a fin de adoptar medidas de protección adecuadas.

(c) Es especialmente necesario efectuar estudios o adoptar medidas de protección si la estructura ha de estar en contacto permanente o intermitente con:

(1) Gases o humos ácidos, o atmósfera marina.

(2) Líquidos o aguas naturales o residuales de carácter ácido; aceites vegetales o animales; líquidos que contengan azúcares; materia orgánica en estado de putrefacción; materias que al evaporarse dejen residuos salinos; agua de mar.

(3) Suelos que contienen humus o sales solubles.

(4) Sólidos secos o húmedos cuyos elementos tengan reacciones ácidas.

(d) **Si existen posibilidades de agresión al concreto, se observarán las siguientes condiciones:**

(1) **Las estructuras deben proyectarse de modo que el medio agresivo sea rápidamente eliminado, debiendo éstas ser adecuadamente drenadas.**

(2) **Se evitarán las imperfecciones superficiales que puedan facilitar el ingreso del medio agresivo a la estructura.**

(3) **Se construirán juntas de dilatación y contracción estancas, colocadas a intervalos adecuados, a fin de evitar el agrietamiento superficial e intermedio.**

(e) **Si es necesario, se colocarán revestimientos superficiales protectores a efecto de sellar la estructura.**

(f) **Para la elaboración del concreto se emplearán cementos que cumplan con las Normas ASTM C 150 o ASTM C 595, eligiendo los más recomendables para resistir el ataque. Los agregados cumplirßn con los requisitos de las Normas ASTM C 33 ó NTP 400.037**

(g) **El concreto deberá ser de baja permeabilidad, contenido unitario de agua y relación agua-cemento. El contenido de cemento no será menor de 350 kg/m3. La mezcla será de consistencia semiplástica. El curado no será menor que los mínimos establecidos en la Norma NTP E.060 y, de preferencia se prolongará un 50% en tiempo. En caso necesario se empleará material puzolánico, preferentemente microsílice.**

(h) **Deberá tomarse precauciones especiales en las condiciones de ejecución. La mano de obra será calificada. La colocación del concreto deberá permitir obtener estructuras compactas. Los recubrimientos de las**

armaduras no serán menores que los mínimos especificados por durabilidad.

(i) En concreto expuesto a la acción del agua de mar se tomarán las precausiones indicadas en la Sección 5.4 del Capítulo 5. Se evitará las juntas de construcción entre los niveles extremos de alta y baja marea.

(j) Como medidas complementarias de protección se emplearán las indicadas en el presente Capítulo, incluyendo enlucidos ricos en cemento; pinturas bituminosas; resinas epóxicas, u otros tipos de revestimiento.

CAPITULO 17

REPARACION DEL CONCRETO

1.- ALCANCE

La reparación de un concreto dañado por ataques de los tipos indicados en los Capítulos anteriores, requiere en cada caso de indicaciones especiales que escapan a los alcances generales que se han de presentar en este Capítulo. Ello debe ser tenido en consideración tanto por el Ingeniero responsable de las reparaciones como por la Supervisión. La elaboración de un texto completo sobre reparación de estructuras de concreto escapa los alcances de este libro.

La reparación es el reemplazo o la corrección de materiales, componentes, o elementos deteriorados, dañados o fallados. Para efectuar una evaluación completa y hacer más sencilla la selección de un sistema de reparación adecuado, es esencial conocer las posibles causas de las deficiencias presentes en el concreto, de esta manera la reparación será exitosa y permanente en el tiempo.

Es importante que los síntomas de deterioro sean diferenciados de las causas de origen y es imperativo que las causas y no los síntomas sean eliminados tan pronto como sea posible. Por ejemplo, una grieta es un síntoma de un daño que puede tener una variedad de causas; la selección de las técnicas de reparación adecuadas para el agrietamiento dependen del porque de ellas, y si se deben a ciclos repetidos de cambio de temperatura, sobrecarga accidental, contracción por secado, diseño o construcción inadecuado, o alguna otra causa. Solamente después que se conocen las

causas pueden tomarse decisiones adecuadas en lo que concierne a la selección de un sistema de reparación apropiado.

En este Capítulo se tratarán aspectos relacionados con la reparación de elementos de concreto que han experimentado daños por acción de alguno agente interno o externo. Para evaluar los daños es necesario determinar la causa que los originó, la cual puede ser el resultado de:

- **.- Un mal diseño;**
- **.- Mano de obra deficiente;**
- **.- Acción mecánica abrasiva;**
- **.- Erosión o cavitación;**
- **.- Deslave de los agregados;**
- **.- Ataque químico;**
- **.- Reacciones químicas inherentes a la mezcla;**
- **.- Exposición a agentes descongelantes;**

- **.- Corrosión de elementos metálicos embebidos;**
- **.- Exposición a un medio ambiente desfavorable.**
- **.- Incendios**
- **.- Ataques Bacteriológicos**

2.- METODOLOGIA DE LA REPARACION

Un entendimiento total de las posibles causas de las deficiencias en el concreto es esencial para efectuar una evaluación completa y programar reparaciones adecuadas. Si la causa de una deficiencia es entendida, es mucho más fácil seleccionar un sistema de reparación adecuado y, por ende, que la reparación sea exitosa y permanente en el tiempo.

Es importante que los síntomas de una deficiencia sean diferenciados de las causas actuales, y es imperativo que la causas y no los síntomas sean

eliminadas tan pronto como sea posible. Por ejemplo, una grieta es un síntoma de daño que puede tener una variedad de causas, la selección, las técnicas de reparación adecuadas para una grieta depende del conocimiento del porque de ella, y si es debida a ciclos repetidos de cambio de temperatura, sobrecarga adicional, contracción por secado, diseño o construcción inadecuados, o alguna otra causa. Solamente después que la causa o causas son conocidas puede tomarse decisiones adecuadas en lo que concierne a la selección de un sistema de reparación apropiado.

Para reparar una estructura y determinar las técnicas más adecuadas es importante seguir una metodología que nos permita adquirir un mejor criterio, y así tomar la decisión final. A continuación se presentan, brevemente resumidos, los pasos a seguir en el proceso de reparación de daños en la estructura:

La primera etapa es evaluar la condición actual de la estructura. Esta evaluación puede incluir una revisión de los documentos de diseño y construcción disponibles, análisis estructural de la estructura en su condición de deterioro, revisión de los datos de instrumentación estructural, revisión de los registros de trabajo de reparación previos, examen visual, testigos, ensayos destructivos y no destructivos, y análisis de laboratorio de la muestra de concreto. Considerando la complejidad de esta etapa, el personal que la ejecuta deberá tener un claro conocimiento de la condición de la estructura de concreto a fin de emitir una opinión correcta sobre las causas del deterioro notadas.

Después que se ha completado la evaluación de la estructura, la observación visual puede emplearse para determinar el mecanismo que causa el problema. Debido a que muchas deficiencias son causadas por más de un mecanismo, un entendimiento claro de las causas de deterioro del concreto permite determinar que es lo que está ocurriendo en una estructura de concreto determinada.

Una adecuada evaluación del problema es determinante para que la

reparación de la falla sea un éxito. El costo de la evaluación por un especialista en daños al concreto nunca debe ser subvaluado en el análisis de costos de la reparación. Antes de proceder a un proceso de reparación es necesario estar seguro que el problema a ser reparado ha sido adecuadamente evaluado, así como las causas, efectos y grado de influencia que tal problema tiene sobre la durabilidad en el tiempo e integridad de la estructura. Solamente después que la evaluación se ha completado, puede el ingeniero desarrollar un programa de corrección adecuado, seleccionar materiales, y preparar planos, y especificaciones.

Después que la causa o causas de los daños observados en una estructura han quedado determinadas, la selección de un procedimiento y materiales adecuados para la reparación deberá tener en consideración lo siguiente:

a) Modificaciones requeridas para remediar la causa de deterioro, si ello es posible.

b) Impedimentos tales como acceso a la estructura, procedimientos de operación de ésta, limitaciones impuestas por el propietario, vida de diseño de la estructura a ser reparada, y el clima.

c) Problemas inherentes que no pueden ser corregidos, tales como una exposición continua a cloruros o elementos químicos deteriorantes.

d) Elementos ambientales que pueden tener un rol en la elección de métodos y materiales. Las condiciones ambientales pueden ser mínimas o muy importantes en un proyecto de reparación. Aspectos tales como vapor permanente, partículas abrasivas de sílice flotando en el aire, basura, desechos dañinos. Todos estos aspectos pueden dañar una estructura de concreto y deben estar gobernados por la ley, el propietario, y el sentido común, incluyendo las ventajas y desventajas de hacer reparaciones permanentes o temporales La selección de los materiales y métodos de reparación deberá tener en consideración el tiempo

de vida que se programa para la reparación.

f) **Medidas de seguridad estructural durante y después de la reparación. Los trabajos de reparación en muchos casos involucran la remoción de concreto y acero de refuerzo, lo cual crea cambios en la capacidad de corte, flexión, tensión y compresión de la estructura.**

Una revisión estructural, si ella es necesaria, deberá incluir cargas muertas y vivas, y los efectos de cambio de volumen resultantes de los cambios de temperatura. Areas de especial interés incluye el área de momentos negativos en losas y vigas, vigas canteliever, detalles de juntas y conexiones, vigas prefabricadas, y columnas. Igualmente deberá determinarse los requerimientos para soportes temporales, puntales, y reforzamientos.

g) **Materiales, equipos y métodos de reparación disponibles y las técnicas recomendadas para su empleo. Cuando se selecciona los materiales de reparación, el ingeniero debe tener en mente que los datos técnicos presentados en la literatura del fabricante pueden no ser suficientes debido a que los ensayos presentados pueden no ser representativos del uso del material bajo las circunstancias de una aplicación determinada.**

h) **Grado de preparación del contratista potencial para emplear éxitosamente materiales especializados o procedimientos inusuales.**

i) **La combinación más económica de métodos y materiales a ser empleada en forma adecuada.**

Es necesario establecer la magnitud del daño y determinar si la estructura tiene la calidad que permite hacer reparaciones duraderas. A partir de esta información y del criterio del ingeniero se debe escoger el tipo y magnitud de la reparación de la estructura.

La siguiente etapa en el proceso de reparación es la preparación de planos y/o especificaciones. Debido a que la extensión total del concreto dañado puede no ser completamente conocida hasta que la remoción del concreto empiece, los planos y especificaciones del proyecto de reparación deberán ser preparados con la mayor flexibilidad posible en aspectos tales como remoción del concreto, preparación de la superficie, reemplazo de refuerzo, y cantidad de materiales a ser empleados. Una cuidadosa evaluación, al tiempo que la reparación del concreto es ejecutada deberá ayudar a minimizar las variaciones en las cantidades estimadas.

Cuando existe deterioro particularmente severo o si la remoción del concreto es grande, deberá proporcionarse soportes estructurales temporales, debiendo ser incluidos en los documentos del proyecto. La protección del sitio de la reparación, así como de las áreas adyacentes puede presentar problemas únicos durante la ejecución de un proyecto de reparación. Deberá darse especial atención a puntales y soportes, especialmente para losas y vigas, y en algunos casos en la reparación de columnas. Este factor puede ser especialmente crítico durante la reparación de estructuras pretensadas. Las precauciones en relación con estas contingencias deberán ser incluidas en los planos y especificaciones.

Las especificaciones sobre reparación deberán ser claras y concisas. Considerando los alcances del trabajo, los requisitos de materiales, las consideraciones sobre aplicación, y los ensayos, deberán ser referidos a requisitos específicos y documentos de soporte relacionados. Los detalles de la reparación deberán mostrar claramente los límites del concreto a ser renovado, y los sistemas de reparación instalados, cuando ello sea necesario.

Deberá darse especial atención a los detalles de reparación o reemplazo del refuerzo y la preparación del concreto existente antes de la aplicación de los sistemas de protección superficiales. Los documentos del contrato deberán advertir al contratista cualquier información sobre la condición del concreto que se encontró durante la investigación preliminar, a fin de que éste pueda emplear dicha información durante el trabajo.

Una de los aspectos más importantes de un proyecto de reparación es la selección de un contratista calificado, o la preparación de una lista de

postulantes calificados. Un contratista especializado en reparaciones no necesariamente es adecuado en todas las fases de un trabajo de reparación. Si es posible, los contratistas seleccionados deberán haber mostrado evidencia de experiencia en cada tipo de la reparación planificada para el proyecto. El autor de la evaluación, con los correspondientes planos y especificaciones deberá actuar como asesor del contratista, si él no lo fuere.

El éxito de un proyecto de reparación dependerá del grado de cumplimiento de los planos y especificaciones con los cuales el trabajo es ejecutado. Existe suficiente evidencia, basada en la experiencia obtenida de numerosos proyectos en épocas diversas, que el trabajo de concreto de un proyecto de reparación requiere de mucha mayor atención en los detalles y buenas prácticas que aquellos que pueden ser necesarios para una construcción nueva.

De todos los factores críticos para el buen cumplimiento de una reparación, es necesario destacar la preparación de la superficie. Fallas prematuras de un sistema reparado son a menudo responsabilidad de una preparación superficial inadecuada. Ya sea que los ingenieros fallan al especificar correctamente que es lo que se requiere, o el contratista falla en cumplir las especificaciones en el empleo de procedimientos adecuados para alcanzar los resultados deseados. La remoción de superficies inadecuadas o concreto dañado deberá ser efectuada inmediatamente.

El control de calidad durante la construcción es de extrema importancia, una cuidadosa observación durante el trabajo es tan importante como una buena implementación de un programa de ensayos adecuados. Tal programa puede incluir la toma de testigos para el ensayo de compresión, examen petrográfico, testigos no destructivos, ensayo de cloruros, y evaluación de la adherencia, etc.

3.- SELECCION DEL METODO DE REPARACION

Independientemente de la causa, es necesario establecer la magnitud del daño y determinar si la estructura tiene la calidad que permita hacer reparaciones duraderas. Es a partir de ésta información que se debe escoger el tipo y extensión de la reparación en función de las condiciones de la

estructura y del criterio del ingeniero.

Si el daño ha sido ocasionado en un concreto de mala calidad, su reemplazo por concreto de buena calidad debe proporcionar resultados adecuados. Por el contrario, si el concreto dañado era de buena calidad, el problema es más complejo y para la reparación se requerirá un concreto con excelentes calidades y, si ello es posible, alterar las condiciones que originan el daño.

La reparación de daños debidos a la formación de escamas producidas por la corrosión de los elementos de refuerzo requiere un estudio detallado. La simple sustitución del elemento dañado y la restauración del recubrimiento original no resolverá el problema.

Adicionalmente, si la pasta contiene sales, la aplicación de concreto nuevo cambiará las condiciones electrolíticas, debiendo considerarse las consecuencias de ello antes de emprender las reparaciones.

4.- TIPOS DE REPARACIONES

El método de reemplazo del concreto consiste en la sustitución del concreto defectuoso por otro que tenga las proporciones y consistencia adecuadas para convertirse en una parte del concreto original. Se debe utilizar este método si el concreto de una construcción nueva presenta huecos, o si el deterioro del concreto viejo se extiende mas allá del refuerzo, o si los daños son demasiado extensos. Para obras nuevas la reparación debe hacerse inmediatamente después de retirados los enconfrados.

En este tipo de reparación puede ser necesario demoler una cantidad importante de concreto. Se debe continuar la limpieza de las áreas afectadas hasta que exista certeza de haber llegado al concreto sano; pudiendo ser necesario extraer más concreto para dar una forma adecuada a la cavidad.

El concreto empleado en la reparación debe ser, en la relación agua-cemento y tamaño máximo del agregado, similar al que se va a sustituir.

El método de compactación en seco consiste en compactar en la zona

en reparación varias capas delgadas de una mezcla muy seca que desarrolla una resistencia inicial o mayor a la del concreto de base, y con la cual no hay contracciones. Se puede emplear este método para rellenar los huecos dejados por los separadores de los encofrados, en hendiduras estrechas y para reparar cualquier cavidad que tenga una relación alta de espesor respecto de su área. El método indicado no requiere de ningún equipo especial, dependiendo el exito del procedimiento del conocimiento del mismo y del adecuado entrenamiento del personal encargado de su ejecución.

El método de agregado precolado puede emplearse con exito dado que se produce una buena adherencia entre el concreto existente y el nuevo y, adicionalmente, hay una buena contracción. Es adecuado en reparaciones submarinas.

El torcreto tiene una excelente adherencia con el concreto viejo o nuevo y, frecuentemente, es el método más adecuado y económico para reparaciones poco profundas. El método se adapta perfectamente a superficies verticales o caras inferiores de superficies horizontales en las que puede emplearse sin utilizar encofrados y sin que se desarrollen deflexiones o desprendimientos. Normalmente con este método se obtienen buenos resultados cuando se siguen los procedimientos recomendados-

Se puede encontrar escamas en la superficie de pavimentos, especialmente si han estado bajo la influencia de sales descongelantes y el concreto no tiene una adecuada proporción de aire incorporado.Estas áreas pueden repararse satisfactoriamente con una delgada capa de concreto si la superficie anterior es sólida, durable y limpia. Se requiere una capa mínima de 40 mm para obtener un buen resultado. La temperatura de la losa deberá estar lo más cercana posible a la del concreto nuevo.

En lugares adyacentes a las juntas o grietas de los pavimentos se pueden presentar astilladuras que, generalmente, tienen varios centímetros de profundidad siendo, en ocasiones, necesario excavar a una mayor profundidad para retirar todo el concreto que haya suprido daños, así sean estos ligeros.

Las astilladuras se pueden reparar empleando métodos similares a los utilizados en la reparación de descascaramiento. Existen muchos materiales

de fraguado rápido, los cuales pueden ser empleados en las reparaciones.

5.- MEDIDAS PARA EFECTUAR REPARACIONES

Es recomendable hacer cortes con sierra alrededor del área que se va a reparar. Los cortes deben hacerse con una ligera inclinación, de manera que el área sea un poco mayor en la base a fin de favorecer una acción de cuña.

Se debe eliminar, empleando equipo mecánico adecuado, todo el concreto deteriorado o defectuoso; posteriormente se debe limpiar la superficie del concreto, de preferencia empleando arena húmeda lanzada.

La superficie de adherencia debe humedecerse previamente y estar seca al momento de efectuar la reparación. La superficie ya seca debe cubrirse cuidadosamente con una capa de mortero de aproximadamente 3 mm, o con un agente adhesivo adecuado. La reparación propiamente dicha debe efectuarse de inmediato.

6.- AGENTES ADHESIVOS

En los últimos años el desarrollo de los agentes adhesivos, ya sea que se les emplee como elementos de unión o pinturas de revestimiento, ha sido notable. No es el propósito de éste acápite entrar a analizar en detalle las características y propósitos y formas de empleo de los mismos, sino hacer una presentación general, con el compromiso de una futura ampliación en un libro dedicado exclusivamente a reparaciónes.

Los agentes adhesivos se utilizan para unir el concreto fresco o mortero y el concreto base. Dentro de los elementos más usados se encuentran las resinas epóxicas, las cuales desarrollan una unión con una mayor resistencia que el concreto, ya se trate de compresión, tensión o corte.

Hay en el mercado otros tipos de agentes adhesivos. Ciertos tipos de latex mejoran la adherencia y tienen buena resistencia al agrietamiento. Entre ellos se encuentran los acetatos de polivinilo, el estirenobutadieno y los acrílicos.

Estos materiales, especialmente los acetatos de polivinilo, deben ser preparados en forma adecuada si se desea que la capa que forman sea resistente a la humedad. Los agentes adhesivos pueden ser aplicados como capa o pueden ser añadidos a la mezcla del concreto o mortero.

7.- APARIENCIA

En cualquier proceso de reparación del concreto, siempre debe tenerse presente que a menos que se preste atención a todos los factores que afectan la apariencia del concreto, es probable que las reparaciones no sean visualmente atractivas. En los casos en que la apariencia es importante, se debe prestar especial atención a que la textura y color de la reparación sean acordes con el concreto que las rodea. Se puede emplear cemento blanco conjuntamente con el cemento original a fin de igualar el color del concreto original. No se debe dar acabado con llana metálica a una reparación, a fin de evitar que se presente un color oscuro imposible de remover.

8.- CURADO

Todas las reparaciones, excepto las efectuadas con mortero o concreto epóxico, deben curarse adecuadamente a fin de garantizar una hidratación adecuada del cemento y una durabilidad en el tiempo del concreto.

9.- TRATAMIENTO DE GRIETAS

Depende de la naturaleza de la estructura, así como de la causa que originó la grieta, tanto como de su localización y extensión, el determinar si debe ser reparada para restaurar su integridad estructural o ser únicamente sellada. Si los esfuerzos que dieron lugar a la formación de la grieta han desaparecido debido a la fractura, se puede restaurar la integridad estructural con la seguridad de obtener resultados permanentes. Las grietas de trabajo formadas por movimientos de los cimientos, o las grietas que se abren o cierran debido a cambios de temperatura, sólo pueden ser selladas satisfactoriamente con un material flexible.

Antes de aplicar el tratamiento es esencial limpiar perfectamente la grieta, debiéndose remover las partículas sueltas de concreto, compuestos de

sellado y cualquier otro material extraño. Los métodos de limpieza dependen del tamaño de la grieta y la naturaleza de los materiales extraños. Entre los métodos se encuentran el empleo de aire comprimido, cepillo de alambre, chorro de arena, pulido, o el empleo de herramientas.

El sellado de grietas sin restaurar la integridad estructural requiere el empleo de materiales y técnicas similares a los utilizados para sellar juntas. Ya que generalmente las grietas son más angostas que las juntas, se pueden requerir modificaciones en el procedimiento tales como ensanchamientos, ya sea empleando buriladora mecánica o utilizando materiales de baja viscosidad.

10.- REMOCION , PREPARACION Y TECNICAS DE REPARACI0N

10.1.- REMOCION DEL CONCRETO

Un proyecto de reparación o rehabilitación generalmente involucra la remoción de concreto deteriorado, dañado, o defectuoso. En la mayoría de los proyectos de reparación, las zonas dañadas no están bien definidas; por lo que se recomienda continuar la remoción del material hasta que las partículas de agregado se fracturen en vez de simplemente ser removidas de la matriz de cemento. Sin embargo, en concretos de baja resistencia, el agregado podría no fracturarse. Sin embargo, lo más indicado para estimar la cantidad de concreto que será removida es realizar un estudio total de la condición del concreto poco tiempo antes de empezar el trabajo de reparación, y no hacerlo mucho tiempo antes ya que las cantidades estimadas podrían incrementarse por un probable deterioro continuo.

La remoción de concreto usando procedimientos violentos podría causar daños al concreto que no debería ser removido, por ejemplo podría sufrir laminación en ciertas áreas, las cuales deberán ser removidas antes que se coloquen los materiales de reparación.

Cuando se remueve el concreto mediante herramientas de impacto, existe la posibilidad de la formación de pequeñas grietas en la superficie del concreto que será dejado en su lugar. Al menos que esta capa dañada sea removida, el material reemplazante sufrirá fallas de adherencia.

En todos los casos en que el concreto ha sido removido de la estructura por métodos destructivos, o de impacto, el concreto que permanece en su lugar deberá ser preparado usando otros métodos como cortes, destrucción abrasiva o chorros de agua a alta presión para remover cualquier material de la superficie dañada.

La remoción de áreas limitadas del concreto que permitan su reparación podrían requerir el corte con sierra de su perímetro, lo que proporciona un grosor mínimo adecuado del material de reparación en los bordes. Este método también proporciona una mejor apariencia del área reparada.

En general, es necesario seleccionar las técnicas que sean más efectivas, seguras, económicas y que minimicen los daños causados al concreto que no será removido. La técnica elegida tendrá un efecto significativo sobre la decisión de mantener la estructura fuera o no de servicio, y en el caso de ser así, el tiempo que éste sería. En algunos casos se puede usar una combinación de técnicas de remoción para acelerar el proceso y limitar el daño al concreto restante.

La remoción de concreto está típicamente relacionada con materiales dañados o deteriorados; sin embargo, esto podría ocurrir en concretos sanos si es necesario realizar modificaciones estructurales. La efectividad de las técnicas de remoción podrían diferir en concretos deteriorados y sanos; algunas técnicas podrían ser más efectivas en concretos sanos, mientras que otras trabajarían mejor en concretos deteriorados.

Es necesario seleccionar las técnicas que sean efectivas, seguras, económicas y que minimicen el daño causado al concreto que no será removido. La técnica elegida tendrá un efecto significativo sobre si la estructura necesita estar o no fuera de servicio y sobre el tiempo en que éste sería. En algunos casos se puede usar una combinación de técnicas de remoción para acelerar el proceso y limitar el daño al concreto restante.

En general, el ingeniero encargado del diseño de la reparación debe especificar los resultados que se quieren obtener, y el contratista debe elegir el método más económico sujeto a la aprobación del ingeniero. En algunas

circunstancias, el ingeniero podría necesitar especificar las técnicas de remoción, o aquellas que están prohibidas.

Es importante evaluar las operaciones de remoción para limitar la magnitud del daño al concreto que no será removido. La evaluación de la superficie se logra mediante la inspección visual y sondeo; sin embargo, el daño cerca de la superficie, como microgrietas, sólo puede ser encontrado mediante un examen microscópico.

La evaluación de la sub superficie se puede lograr usando uno de los siguientes métodos (pueden ser usados antes, durante, o después de la remoción del concreto):

Tomar testigos para el examen visual, examen microscópico, ensayos de resistencia a la compresión, y ensayos de resistencia a la tensión.

a) Ensayos de velocidad de pulso.
b) Ensayos de eco de pulso.

En la mayoría de los proyectos de reparación, todo el concreto dañado o deteriorado debe ser removido; sin embargo, no es fácil estimar la cantidad de concreto que será removido, para lo cual es aconsejable realizar un estudio total de la condición del concreto poco tiempo antes de empezar el trabajo de reparación, y no hacerlo mucho tiempo antes ya que las cantidades estimadas podrían incrementarse por un probable deterioro continuo.

Los métodos de remoción podrían ser clasificados por la manera en que los procesos actúan sobre el concreto. Estas categorías son de destrucción, corte, impacto, molienda, pre ruptura, y desgaste.

Los métodos de destrucción generalmente emplean un gas rápidamente expansivo confinado dentro de una serie de agujeros taladrados, produciendo una fractura controlada y remoción del concreto.

La destrucción mediante la explosión (explosive blasting) es considerada el procedimiento más efectivo para remover grandes cantidades de concreto. Este método generalmente involucra la perforación y el colocado

de un explosivo en cada agujero, y la detonación de estos.

Se han desarrollado técnicas para minimizar el daño causado al material que queda después de la explosión. Una de esas técnicas, la explosión amortiguada (cushion blasting), taladra una línea de agujeros de 7.5 cm de diámetro o menos paralela a la cara que será removida, cargando cada agujero con cargas explosivas y amortiguando las cargas por la cobertura de cada agujero con arena húmeda, y detonando el explosivo con dispositivos eléctricos. La distribución uniforme y amortiguamiento de las cargas producen una superficie relativamente sana con pocas rajaduras.

La selección del peso de la carga apropiado, el diámetro del agujero taladrado, y el espaciamiento entre agujeros para el proyecto de reparación depende de la ubicación de la estructura, el grado de vibración y daño permisibles, y la cantidad y calidad del concreto a ser removido, para lo cual se debe realizar un programa de ensayo piloto para determinar los parámetros óptimos. Todas las etapas deben ser realizadas por un personal calificado de experiencia comprobada.

Los métodos de corte generalmente emplean sierras mecánicas, calor intenso, o chorro de agua a presión para cortar el perímetro de las secciones de concreto que permitan su remoción. El tamaño de las secciones que son cortadas dependen del equipo de elevación y transporte. Los métodos de corte incluyen el de sierra diamante, soplete, fuego, equipo de arco eléctrico, y chorros de agua a presión.

El Método del CHORRO DE AGUA A PRESION usa un pequeño chorro de agua a gran velocidad que produce presiones de 69 a 310 Mpa o más. En la última década se han hecho muchos avances tecnológicos con respecto a los dispositivos de este método, llegando a ser competitivo con respecto a los otros dispositivos de corte.

Este Método efectúa cortes irregulares y de formas curvas. No produce calor, vibración o polvo, pero si niveles moderados de ruido. Es un procedimiento más costoso que otros dispositivos de corte. Se deben tomar precauciones adicionales debido a la elevada presión de agua que produce el sistema. La manipulación de los escombros es eficiente ya que el concreto es

removido en grandes trozos. Es recomendable hacer estos cortes en losas, plataformas u otros miembros delgados de concreto.

En el método de SIERRA las sierras de diamante o carburo vienen en tamaños que van desde las más pequeñas (capaces de ser sostenidas en mano) hasta las más grandes (capaces de cortar profundidades de 1.3 m). Una sierra de diamante puede ser usada con otros métodos para mejorar el control de grietas haciendo un corte a través de un área en el que se está propagando un plano de grieta.

Este dispositivo es aplicable para hacer cortes en losas, plataformas u otros miembros delgados de concreto. Realiza cortes precisos y no produce polvo o vibración. La manipulación de los escombros es eficiente ya que el concreto es removido en grandes trozos. Mientras mayor sea el porcentaje de refuerzo y agregados duros en el corte, más lenta y costosa es la operación.

En el método de CIZALLAMIENTO MECANICO se emplea unas mandíbulas hidráulicas que cortan el concreto y el acero de refuerzo. Este método se emplea para hacer cortes en losas, plataformas, y otros elementos delgados. Es especialmente aplicable donde se desea la demolición total del miembro, ya que de no ser así, el concreto restante queda dañado. La mayor desventaja es que el corte debe hacerse desde bordes libres. Es un procedimiento que produce ruido con vibración limitada. Se debe de tener mucho cuidado de no cortar los miembros de soporte del material reparado.

En el método de PERFORACION PROGRAMADA se emplea la superposición de agujeros taladrados a lo largo del perímetro de remoción para cortar secciones. Este método se aplica para realizar cortes a través de miembros de concreto donde es posible el acceso a una sola cara y la profundidad del corte es mucho mayor que la que puede ser económicamente cortada por el método de hoja de diamante. Mientras mayor sea la profundidad del corte, mayor será el diámetro requerido de los agujeros para mantener el traslape entre los agujeros adyacentes y mayor será el costo.

La mayor desventaja de este método es el alto costo de las complicaciones en el caso que se exceda la profundidad de corte y permanezcan segmentos sin cortar.

En el método de CORTE TERMICO se emplea el calor intenso generado por la reacción entre el oxígeno y los metales pulverizados que ablandan el concreto. La aplicabilidad de estos mecanismos térmicos dependerá de la magnitud con la cual la escoria resultante pueda fluir de la zona de trabajo. Estos medios emplean calor intenso y son especialmente efectivos para cortar concreto reforzado; sin embargo, ellos son considerados lentos y no son ampliamente usados.

10.2.- METODOS DE IMPACTO

Los métodos de impacto son los sistemas de remoción de concreto más comúnmente usados. Ellos generalmente emplean golpes repetitivos de una superficie de concreto con una herramienta de gran energía o una gran masa que fracture y astille el concreto. El uso de estos métodos en áreas a remover poco profundas podrían producir micro-grietas en la superficie del concreto que no será removido. El micro-agrietamiento extensivo podría producir un plano de debilidad bajo la línea de adherencia; siendo hasta el momento imposible de evitarse.

El perforador manual o martillo de corte es probablemente el dispositivo de remoción de concreto más conocido. Ellos se encuentran disponibles en varios tamaños con diferentes niveles de energía y eficiencia. Los martillos más pequeños son comúnmente usados en remociones parciales de concretos defectuosos o concreto alrededor del acero de refuerzo, debido a que ellos ocasionan poco daño al concreto circundante. Los martillos más grandes son usados para remociones completas de grandes volúmenes de concreto y muchas veces dañan al que queda.

El comportamiento de estos dispositivos es función de la condición del concreto y de la dureza del agregado. Pueden ser usados en áreas de espacio limitado. Producen
escombros relativamente pequeños que son fáciles de manipular. También producen niveles altos de ruido, polvo y vibración. Para remover los bordes del área afectada se requiere aplicar el corte con sierra de diamante ya que el dispositivo de impacto deja bordes muy irregulares.

Los perforadores mecánicos son de alguna manera similares a los perforadores manuales excepto que son mecánicamente operados y considerablemente más grandes. Sin embargo, los perforadores mecánicos difieren fundamentalmente de los perforadores manuales en que trabajan sobre el principio de una gran energía y baja frecuencia en vez de baja energía y alta frecuencia, lo cual es encontrado en los perforadores manuales.

La herramienta mecánica normalmente trabaja con aire comprimido o presión hidráulica. El alcance del brazo hidráulico le permite a la herramienta ser usada en muros o miembros de gran altura a considerable distancia arriba o debajo del nivel de la máquina. Estos perforadores son medios altamente productivos para la remoción del concreto; sin embargo, la energía de impacto de alto ciclaje entregada a la estructura por este perforador genera vibraciones que podrían dañar el concreto remanente y acero de refuerzo y afectar adversamente la integridad de la estructura.

Los escarificadores son mejor conocidos por su habilidad de remover espesores superficiales de concreto de la superficie. Las puntas de los escarificadores son de varios tamaños y diversas formas geométricas, y se puede variar el número de puntas a ser montados sobre los cilindros. El tamaño del equipo depende del número de cilindros. El equipo es normalmente operado por aire comprimido. El escarificador es diseñado para remover concreto deteriorado o sano de la superficie hasta una profundidad predeterminada.

Este dispositivo presenta bajo costo inicial y puede ser usado en áreas de espacio limitado. La energía aplicada a la estructura puede producir fracturas en el área superficial del concreto remanente, también produce un nivel alto de ruido y polvo.

10.3.- METODOS DE MOLIENDA

Son comúnmente empleados para remover una cantidad específica de concreto de grandes áreas de superficies horizontales y verticales. La profundidad de remoción podría variar de 3 mm a 100 mm. Estas operaciones generalmente dejan una superficie sana y libre de microfisuras.

El escarificador es una herramienta de corte de concreto que emplea la acción rotatoria y la masa de sus puntas para perfilar cortes dentro de la superficie de concreto. Es satisfactoriamente usado para remover fragmentos de concretos sueltos de superficies dañadas recientemente y para remover concreto que ha sido agrietado y debilitado por un agente expansivo.

Los escarificadores están disponibles en una variedad de tamaños. Estos dispositivos producen ruido, vibración y polvo. Entre las ventajas de este método se incluyen la remoción de concreto con límites bien definidos, desechos de concreto relativamente pequeños y fácilmente manipulables, y la simplicidad de la operación.

10.4.- HIDRODEMOLICION

El chorro de agua a presión (hidrodemolición) puede ser usado como uno de los principales medios para la remoción del concreto cuando se desea preservar y limpiar el acero de refuerzo para ser usado nuevamente y minimizar el daño al concreto remanente.

La hidrodemolición desintegra el concreto, convirtiéndolo en fragmentos de arena y grava. Este proceso trabaja de preferencia en concreto deteriorado y deja un contorno rugoso. Se debe tener cuidado de no perforar las losas y plataformas delgadas si existe un área donde el concreto defectuoso se presente en toda su profundidad.

El chorro de agua a presión en un promedio de 70 MPa requiere de 130 a 150 Lt/min. A medida que incrementa la presión de 100 a 140 MPa, la demanda de agua variará de 75 a 150 Lt/min. Se debería consultar al fabricante para confirmar la demanda de agua. El equipo de ultra-alta presión que opera de 170 a 240 MPa tiene la capacidad de moler concreto a profundidades de 3 mm a varios milímetros.

Los chorros de agua a presión que operan a presiones de 70 a 140 MPa, y que tienen una demanda de agua de 75 a 150 L/min son capaces de remover superficies de concreto en áreas que son difíciles de alcanzar con equipos

mucho más grandes.

10.5.- METODOS DE PRE-AGRIETAMIENTO

Los métodos de pre-agrietamiento generalmente emplean la ruptura por medios hidráulicos, golpes de agua a presión o químicos expansivos utilizados para perforaciones en puntos a lo largo de un línea predeterminada a fin de producir un agrietamient plano para la remoción del concreto. La magnitud, profundidad y rotura de los agujeros de los testigos afectan la dirección y extensión de las grietas que se propagan.

El preagrietamiento hidráulico es un dispositivo que se emplea en huecos pre perforados para romper el concreto en secciones. Este método es conveniente como un procedimiento primario para la remoción de grandes volumenes de material de una masa de concreto estructural. Sin embargo, se pueden requerir procedimientos complementarios de separación y manejo del concreto cuando el acero de refuerzo está involucrado. Se puede perder el control del plano de ruptura si los agujeros están muy separados o si están en un concreto severamente deteriorado.

Este método requiere que los huecos sean llenados con agua. Un dispositivo, o varios conteniendo una carga de explosivos muy pequeña es colocada en uno o más de los huecos, y el explosivo es detonado. La explosión crea un pulso de alta presión que es transmitido a través del agua a la estructura, rompiendo el concreto.

Se puede requerir procedimientos complementarios para completar la remoción del concreto de refuerzo. Este método no deberá ser empleado si el concreto está tan severamente agrietado o deteriorado como para no mantener el agua en los agujeros. Es importante que los agujeros estén a intervalos cercanos para controlar la propagación de las grietas.

Los agentes expansivos cuando son correctamente mezclados con el agua deberán producir un gran incremento en el volumen en un corto periodo. La colocación del agente expansivo en los huecos ubicados en zonas predeterminadas dentro de una estructura de concreto, permiten que este sea agrietado de una manera controlada para su remoción.

Esta técnica es considerada un procedimiento primario de remoción de grandes volumenes de material de una estructura de concreto. Ella es recomendable para huecos de profundidad significativa. Puede requerirse procedimientos secundarios para completar la separación y remoción del concreto que rodea al refuerzo. Es recomendable para agujeros de profundidad significativa (23 cms ó más). Una ventaja importante del empleo de agentes expansivos es la naturaleza, relativamente no violenta del procedimeinto, y la baja tendencia a alterar el concreto adyacente.

10.6.- METODOS DE DESGASTE

Los métodos de desgaste remueven el concreto por el empleo de un medio abrasivo a alta velocidad contra la superficie de concreto para desgastarla. Los abrasivos son generalmente empleados para remover superficies contaminadas y como un procedimiento final de preparación de la superficie. Los métodos comúnmente empleados incluyen el desgaste por chorro de arena, y chorro de agua a alta presión.

10.6.1.- DESGASTE POR CHORRO DE ARENA

Este es el método más comúnmente empleado para la limpieza del concreto y el acero de refuerzo en la industria de la construcción. El procedimiento emplea arena común, arena silicosa, o arena metálica como la principal herramienta de la abrasión primaria. El proceso puede ser ejecutado en uno de los métodos siguiente:

a) **La arena es proyectada contra el concreto o el acero en una atmósfera abierta. Las partículas de arena con generalmente angulares y pueden variar en tamaño de aquellas que pasan la malla Nª70 hasta las que pasan la malla Nª4. Cuanto más rugosa es la condición de la superficie, mayor debe ser el tamaño de las partículas de arena.**

b) **Las partículas de arena son impulsadas contra la superficie empleando un chorro de aire comprimido a una presión mínima de 125 lb/pul2. El tamaño del compresor deberá variar dependiendo del tamaño de la boca de salida del chorro de arena. La arena fina es empleada para remover contaminaciones y lechadas del concreto, y limpiar el acero de refuerzo.**

c) **La arena gruesa es comúnmente empleada para exponer los agregados fino y grueso del concreto por remoción de la pasta, o para remover los productos de la corrosión fuertemente adheridos al acero de refuerzo.**

d) **Aunque el chorro de arena tiene la ventaja de limpiar rápidamente el concreto, él no es económico para remover espacios grandes de la superficie de concreto.**

e) **Las partículas libres que resultan de la arena que es proyectada en la superficie de concreto es confinada dentro de un círculo de agua. Aunque éste procedimiento puede significar una reducción de la cantidad de partículas proyectadas, es debido a que el agua intersecta la arena que esta siendo proyectada a la superficie de concreto y reduce la eficiencia de la operación de pulido. Este procedimiento generalmente debe ser limitado a la limpieza de una superficie de concreto o del acero de refuerzo.**

f) **La arena es proyectada hacia la superficie de concreto o hacia el acero de refuerzo en un chorro de agua que varía de 10.3 a 20.7 MPa. El agua reduce significativamente la eficiencia de la operación efectuada. Aunque este procedimiento elimina cualquier vacio superficial, él puede ser empleado únicamente para limpieza de la superficie de concreto. El agua puede requerir tratamiento antes de ser reutilizada.**

10.6.2.- DESGASTE POR AGUA A ALTA PRESION (CON ABRASIVOS)

Este método es un sistema de limpieza en el que se usa un chorro de agua a una presión de 10 a 35 MPa, con un abrasivo tal como arena, óxido de aluminio, o confitillo introducidos en el chorro. Este equipo tiene la capacidad de remover todas las partículas extrañas, así como la lechada de concreto dejando expuesto el agregado fino.

El desgaste con agua abrasiva proporciona una superficie limpia que elimina los bolsones de aire que podrían ocurrir cuando se usa el procedimiento de desgaste por arena. Sin embargo, el agua empleada deberá ser recogida y el abrasivo removido antes que el agua sea descargada en un sistema de desague.

El desgaste por agua abrasiva deja la superficie de concreto limpia y libre de polvo, así la superficie queda
preparada para recibir un sellante, un revestimiento, o una sobrecapa.

11.- PREPARACION DE LA SUPERFICIE

Una de las etapas más importantes en la reparación o rehabilitación de una estructura de concreto es la preparación de la superficie a ser reparada. La preparación de la reparación involucra algunas etapas que deben ser consideradas después de la remoción del concreto deteriorado. La reparación deberá ser solamente tan buena como la preparación de la superficie, independientemente de las naturaleza, complicaciones, o costo del material reparado.

Para el concreto armado, la reparación incluirá una adecuada preparación del acero de refuerzo a fin de desarrollar una adherencia con el concreto de reemplazo y garantizar el comportamiento deseado en la

estructura. Esta parte del capítulo examina la preparación del concreto y el acero de refuerzo que pueden ser requeridas
en un amplio rango de proyecto de reparación. Si existe alguna duda acerca de la condición del concreto, él deberá ser removido.

11.1.- CONDICIONES GENERALES

La preparación de la superficie consiste de los pasos finales necesarios para preparar la superficie del concreto para recibir los materiales de reparación. La apropiada preparación de la superficie de concreto depende de las operaciones precedentes y del tipo de reparación que está siendo comenzada.

Muchos de los métodos descritos en la sección anterior pueden también ser empleados para la preparación de la superficie. Sin embargo, un método efectivo de remoción del concreto puede no ser efectivo o apropiado para la preparación de la superficie requerida. Por ejemplo, algunos métodos de reparación de concreto pueden dejar la superficie demasiado suave, demasiado rugosa, o demasiado irregular para la posterior reparación. En esos casos, métodos de remoción o métodos específicamente programados para la reparación de la superficie pueden ser necesarios. Algunos métodos de remoción pueden dañar o debilitar el concreto superficial. Esto puede ser crítico si una adherencia estructural, posterior a una subsecuente reparación, es importante. Por ejemplo, el microagrietamiento en la superficie de concreto es comun cuando se emplean herramientas de impacto, ellas pueden debilitar la superficie de concreto dando como resultado una pobre adherencia entre el concreto original y la nueva sobrecapa de concreto. En este caso, un método de reparación de la superficie menos violento y destructivo, tal como arena o agua, puede ser apropiado.

En muchos casos la reparación propuesta puede solamente requerir rugosidad superficial, exposición de los agregados fino y grueso, remoción de una capa delgada de concreto dañado, o limpieza de la superficie de concreto.

Muchos de los métodos anteriormente descritos pueden ser empleados para este tipo de preparación superficial dentro de los límites descritos en el acápite respectivos. Estos métodos ofrecen un amplio rango de posibles características superficiales. Por ejemplo, el acabado de la superficie puede variar resultando en una superficie limpia, ligeramente abrasiva para la aplicación de un revestimiento a una superficie muy rugosa necesaria para una buena adherencia y un comportamiento adecuado en la reparación de estructuras

con función crítica. La elección de métodos adecuados es extremadamente importante debido a que ellos tienen una fuerte influencia, tanto sobre el costo como el comportamiento de la reparación.

11.2.- METODOS DE PREPARACION DE LA SUPERFICIE

Los método típicos de preparación de la superficie son descritos en las siguientes secciones:

11.2.1.- LIMPIEZA QUIMICA

En muchos casos los métodos de preparación de la superficie por limpieza química no son apropiados para ser empleados con los materiales de reparación del concreto, y los procedimientos presentados en esta guia. Sin embargo, con determinados revestimientos bajo cierts condiciones, es posible emplear detergentes, fosfato trisódico y diversos limpiadores de concreto, siendo importante que todas las trazas del agente de limpieza sean removidas después que el material contaminante es retirado. Los solventes no deberán ser empleados para limpiar el concreto debido a que ellos además de disolver el contaminante pueden penetrar y atacar el concreto.

11.2.2.- LAVADO CON ACIDO

El lavado con ácido de la superficie de concreto ha tenido amplio uso para remover la lechada y los elementos anormales sobre la superficie. El ácido removerá la pasta necesaria para proporcionar una superficie rugosa, la cual mejorará la adherencia del material de reeemplazo. La recomendación ACI 515.1R indica que el ácido sea empleado solamente cuando no hay métodos alternativos de preparación de superficie, y la recomendación 503R del mismo ACI no recomienda el empleo de ácidos.

11.2.3.- PREPARACION MECANICA

Esta técnica consiste en la remoción mecánica de una capa delgada de la superficie de concreto, empleando equipos tales como herramientas de impacto y escarificadores. Dependiendo del equipo empleado, una variedad de superficies puede ser obtenida.

11.2.4.- PREPARACION ABRASIVA

Esta técnica consiste en la remoción de una delgada capa de la superficie de concreto, empleando equipo abrasivo tal como chorro de arena o chorro de agua a alta presión.

12.- REPARACION DEL REFUERZO

La causa más frecuente de daños al acero de refuerzo es la corrosión. Otras posibles causas de daño son el fuego y los ataques químicos. La siguiente preparación básica y procedimiento de reparación puede ser empleada para todas esas causas de daño.

Después que las causas del daño han sido determinadas, es necesario exponer el acero, evaluar su condición, y preparar el refuerzo para las técnicas

de reparación. Un tiempo adecuado para preparar el refuerzo deberá ayudar a garantizar que el método de reparación es una solución a largo plazo y no temporal.

La menos costosa (o solución rápida) y más comun aproximación a reparar el deterioro resultante de la corrosión de refuerzo, es reemplazar el concreto únicamente cuando ha ocurrido descascaramiento. Generalmente esta aproximación elimina el concreto contaminado con cloruros que rodea el área reparada, la cual generalmente es altamente favorable a la corrosión. Este tipo de reparación puede agravar la corrosión en el área adyacente a ella .

12.1.- REMOCION DEL CONCRETO QUE RODEA EL ACERO

La primera etapa en la preparación del refuerzo o del acero pretensado, ya sea para reparación o para limpieza, es la remoción del concreto deteriorado que rodea el refuerzo. Debe tenerse sumo cuidado a fin de asegurar que daños futuros al acero de refuerzo o al acero pretensado no sean causados por el proceso de remoción del concreto. La rotura por impacto puede causar graves daños si el procedimiento es empleado sin determinar la ubicación del refuerzo. Por esta razón, un pachómetro (que permite determinar la ubicación y espesor del refuerzo en el concreto) y una copia de los planos estructurales deberán ser empleados para determinar donde está ubicado el refuerzo. Cuando una parte importante del concreto dañado ha sido removida deberá emplearse un martillo de mano pequeño para remover el concreto en la vecindad del refuerzo. Deberá tomarse precauciones para no vibrar el refuerzo o causar cualquier clase de daño en su adherencia al concreto adyacente al área reparada.

12.1.1.- CANTIDAD A REMOVER

Todo el concreto débil, dañado y fácilmente removible deberá ser eliminado. Si las barras de refuerzo están únicamente parcialmente expuestas,

después de que todo el concreto dañado es removido, puede no ser necesario remover concreto adicional para exponer la circunferencia total del refuerzo. Si durante el proceso de remoción, el acero de refuerzo es expuesto y se encuentra que ha tenido oxidación o existen productos de corrosión o él no está bien adherido al concreto que lo rodea, es recomendable que la remoción de concreto contunue a fin de crear un espacio libre equivalente al diámetro del acero de refuerzo más la dimensión del tamaño máximo del agregado que se ha empleado en el material a ser reparado.

12.1.2.- INSPECCION DEL ACERO DE REFUERZO

Después que los concretos deteriorado y sano han sido removidos, el acero de refuerzo deberá ser limpiado y cuidadosamente inspeccionado para determinar que acero deberá ser reemplazado. El objetivo de esta inspección es determinar si el acero de refuerzo es capaz de cumplir con los objetivos que le ha asignado el ingeniero proyectista. Si el refuerzo ha sido dañado por corrosión (descascaramiento o picaduras), deberá ser reemplazado o complementado, y el ingeniero responsable deberá ser consultado. Las especificaciones del proyecto deberán incluir criterios que permitan tomar decisiones concernientes a reparación o reemplazo que puedan ser hechas cuando el refuerzo es expuesto.

12.2.- LIMPIEZA DEL ACERO DE REFUERZO

Todas las superficies expuestas del refuerzo deben estar completamente limpias de mortero suelto, óxido, aceite, y otros contaminantes. El grado de limpieza requerido dependerá del procedimiento de reparación y del material seleccionado. En áreas limitadas, se acepta el uso de cepillos metálicos o de alambre o de otros métodos manuales. En general, se prefiere el método de chorro de arena. Cuando se limpia el acero y se retira las partículas sueltas del área limpia, es importante que ni el acero ni el subtrato de concreto sea contaminado con aceite del compresor, por lo cual éste no debe permitir fuga de aceite.

Siempre hay la posibilidad que el acero recientemente limpio se oxide entre el tiempo de su limpieza y el tiempo que se coloca el concreto. Si el óxido que se forma está fuertemente adherido al acero y no puede ser fácilmente removido con un cepillo metálico, no hay necesidad de tomar acciones mayores. Si el óxido está débilmente adherido como para evitar la adherencia entre el acero y el concreto, las barras de refuerzo deben ser limpiadas inmediatamente antes de la colocación del concreto. Si se desea, se puede aplicar un revestimiento protector después de la limpieza inicial.

12.3.- REPARACION DEL REFUERZO

Se usan dos tipos de refuerzo, los cuales son: el acero de refuerzo y el acero pretensado. Debido a los diferentes mecanismos de comportamiento entre los dos tipos al proporcionar el refuerzo estructural requerido, se necesitan diferentes procedimientos de reparación, los cuales dependen de la condición del refuerzo expuesto. En éste capítulo solo se tratará el caso del acero de refuerzo.

Para el acero de refuerzo, se pueden necesitar una o dos alternativas de reparación: reemplazar las barras deterioradas; o complementar parcialmente las barras deterioradas. La alternativa a usar es estrictamente decisión del ingeniero basado en el propósito del refuerzo y la capacidad estructural requerida.

Uno de los métodos de reemplazo del refuerzo es cortar el área dañada y empalmar las barras de reemplazo. La longitud del traslape debe cumplir con los requerimientos del ACI 318. Si se emplean empalmes soldados, se debe cumplir los mismos requerimientos. Los empalmes soldados en barras mayores a la N°8 podrían presentar problemas debido a que las barras embebidas podrían llegar a un temperatura tan alta que agrietaría el concreto adyacente. Otra manera de empalmar barras es usar

conexiones mecánicas

Esta alternativa es seleccionada cuando el refuerzo ha perdido sección transversal, el refuerzo original no es adecuado, o el miembro existente necesita ser reforzado. La decisión de adicionar refuerzos es responsabilidad del ingeniero La barra de refuerzo dañada debe ser limpiada de acuerdo a lo que ya se indicó. El concreto debe ser picado para permitir la colocación de la barra nueva al costado de la existente. La longitud de esta nueva barra debe ser igual a la longitud del segmento deteriorado de la barra existente más una longitud de traslape a cada extremo igual a la longitud de traslape requerida para la barra de menor diámetro como se especifica en el ACI 318.

Las barras existentes y las nuevas que han sido limpiadas deben ser revestidas con epoxy, lechada de cemento-latex, o un revestimiento rico en zinc para su protección contra la corrosión por cloruros. El revestimiento debe ser aplicado a un espesor menor a 0.3 mm para evitar pérdidas de adherencia en las deformaciones. Las barras que han perdido sus deformaciones originales como resultado de la corrosión y limpieza tendrán menos adherencia con los demás materiales de reparación.

13.- COLOCACION DE MATERIALES

13.1- CONCRETO COLOCADO IN SITU

La reparación por colocación convencional es simplemente el reemplazo del concreto dañado por nuevo. Este método es la técnica más frecuentemente usada y la más económica; y es aplicable a un amplio rango de situaciones, desde la reparación de deterioro ocurrido mucho tiempo atrás hasta defectos causados por practicas constructivas pobres. Este tipo de reemplazo no deber ser usado en situaciones donde un factor agresivo ha causado el deterioro del concreto ha ser reemplazado. Por ejemplo, si el deterioro ha sido causado por el ataque de ácidos, aguas agresivas, o incluso

abrasión-erosión, se podría esperar que una reparación de este tipo sufriría el mismo deterioro por las mismas razones. Sin embargo, los concretos de cemento Pórtland modificados con microsílice, acrílicos, o epoxy tienen buenos resultados al incrementar su vida de servicio.

13.2.- TORCRETO

El torcreto se define como el concreto o mortero que es neumáticamente transportado a alta velocidad a través de una manguera hacia una superficie. La alta velocidad del material que golpea la superficie proporciona la fuerza de compactación necesaria para consolidar el material y desarrollar adherencia a la superficie del sustrato. El proceso de torcreto es capaz de colocar los materiales de reparación en aplicaciones verticales o boca abajo sin el uso de formas, y puede colocar material a gran distancia desde el punto de entrega.

Hay dos procesos básicos. El torcreto con mezcla húmeda es el proceso de aplicación donde el cemento, el agregado y el agua son premezclados y trasportados a través de una manguera; se adiciona aire comprimido para propulsar el material hacia la superficie. El torcreto con mezcla seca es el proceso donde el cemento y el agregado son premezclados y neumáticamente transportados a través de una manguera; se adiciona agua en la boquilla a medida que el material es proyectado a alta velocidad hacia la superficie. Mayores detalles de estos procesos se encuentran en el ACI 506R.

Este proceso también es usado para colocar concreto de cemento Pórtland modificado con polímeros, concreto reforzado con fibras plásticas o de acero, y concreto que contenga microsílice y otras puzolanas.

La aplicación de los materiales de reparación por este proceso debe ser considerada donde el acceso hacia el lugar es difícil, donde la eliminación del encofrado proporciona economía, y donde existen áreas significativas de

reparaciones verticales o boca abajo. El torcreto es frecuentemente usado para reparar concreto deteriorado en subestructuras de puentes, muelles, desagües, presas, y estructuras de edificios.

13.3.- CONCRETO CON AGREGADO PRECOLOCADO

Mediante este método se llenan los vacíos del agregado bombeándolo en una lechada de cemento o resina. A medida que la lechada se bombea en el encofrado, éste llenará los vacíos (desplazando el agua), y formará una masa de concreto. Se debe tomar precaución de no atrapar aire que resulte en vacíos. Este método es usado para reparaciones parciales o para el reemplazo de miembros totales. Uno de las ventajas de este método es la reducción de la contracción por secado debido a que las partículas de agregado están en contacto fijo antes y después de enlechar.

13.4.- CONCRETO Y MORTERO ENCOFRADO Y BOMBEADO

Mediante este método se reemplaza el concreto deteriorado llenando una cavidad encofrada con un mortero de reparación o concreto bajo presión de bombeo. Este método puede ser usado para reparaciones verticales y boca abajo. Los encofrados deben ser construidos con una resistencia suficiente para soportar la presión hidrostática inducida y la presión adicional de bombeo para consolidar los materiales de reparación. La cavidad y el diseño del encofrado deben proporcionar suficiente ventilación mediante tubos o agujeros en el concreto existente. El bombeo continua hasta que la cavidad este completamente llena y el encofrado esté comprimido. El material de reparación es consolidado alrededor del acero de refuerzo y colocado en las grietas del sustrato preparado para mejorar la adherencia.

13.5.- FROTACHADO Y APLICACION EN SECO

Los parches aplicados por frotachado a mano pueden ser frecuentemente usados en áreas de reparación superficiales y/o limitadas. Estas reparaciones pueden ser hechas usando mortero de cemento Pórtland, lechadas modificadas con polímeros, o lechadas y morteros de polímeros. Este método no es recomendable cuando el acero de refuerzo está expuesto y cuando es difícil la consolidación del material de reparación alrededor y detrás del acero de refuerzo.

El material de reparación debe ser aplicado a la superficie enlechada antes que la lechada o la pasta fraguen. Donde es necesaria la colocación de múltiples capas para lograr el espesor total de las reparaciones se debe picar o rascar las superficies para ayudar a la adherencia de las siguientes capas.

El éxito del uso de este método depende en gran parte de la preparación de la superficie y la habilidad del albañil. Se debe aplicar una técnica apropiada para prevenir el entrampamiento de aire en la superficie de adherencia lo cual reduciría su resistencia. Es de gran importancia un curado apropiado del mortero de cemento Pórtland de tal manera que el material del parche no seque antes que se complete la hidratación.

La aplicación en seco es la colocación a mano de un mortero de cemento Portland seco y subsecuentemente apisonado. Debido a la baja relación agua-cemento, estos parches, cuando son compactados apropiadamente, pueden tener buena resistencia y durabilidad. Este método puede ser usado para parchar pequeñas áreas y para llenar agujeros. Debido a la arduo labor que hay que realizar, no se recomienda su uso para grandes reparaciones.

14.- INYECCION DE LECHADA

La inyección de lechada es un método común para rellenar grietas, juntas abiertas, y vacíos interiores con una suspensión fluida de cemento hidráulico (lechada de cemento) u otros materiales como los epoxys o lechadas químicas, las cuales curarán en el lugar para producir el resultado esperado. Este método puede utilizarse para reforzar una estructura, para detener el movimiento del agua, o ambas cosas. Donde sea necesario, se deben tomar medidas de control de la calidad tales como testigos, para verificar que se haya alcanzado la penetración y la adherencia deseada.

14.1.- LECHADA DE CEMENTO

La lechada de cemento se define como una mezcla de materiales cementicios, normalmente cemento Portland y agua, con o sin agregados finos o aditivos, de consistencia bombeable sin segregación excesiva de los constituyentes. La lechada puede ser inyectada en una abertura desde la superficie de una estructura o a través de agujeros perforados que interceptan la abertura en el interior.

Cuando la lechada se inyecta desde la superficie, se perforan pequeños agujeros, de diámetro mínimo de 2.5 cm y con una profundidad mínima de 5 cm, dentro de la abertura, y la superficie de la abertura es sellada entre los agujeros con un mortero resinoso o de cemento Pórtland.

Cuando la apariencia no sea un factor importante, las aberturas son selladas con paños que dejan pasar el agua o aire pero retienen los sólidos. El papel y los materiales que permanecen plásticos no son adecuados para este propósito.

Antes de comenzar con el proceso se recomienda limpiar las aberturas con agua, e inmediatamente después realizar el procedimiento que será usado. Se debe realizar dicha limpieza por las siguientes razones: 1) humedecer las caras interiores para mayor fluidez de la lechada y penetración; 2) verificar la efectividad del sellado de la superficie; 3) proporcionar información sobre el posible patrón de flujo de la lechada y de las interconexiones internas, algunas

posiblemente inesperadas; y 4) familiarizar al equipo de operación con la situación.

Se comienza ingresando lechada por un extremo de la grieta horizontal o por la parte baja de una grieta vertical, y se continua hasta que la lechada aparezca por el segundo agujero. Luego nos movemos hacia el siguiente agujero y continuamos hasta que la lechada aparezca por el siguiente agujero. A medida que se avanza se van cerrando las entradas de los agujeros.

La inyección de lechada en grietas, juntas, y vacíos desde el interior se realiza a través de agujeros perforados de 2.5 cm de diámetro o más en un ángulo que intercepte las aberturas a una profundidad deseada desde la superficie o, lo más cerca posible, a la parte baja de la oquedad.

De preferencia se utiliza la perforación por diamante o rotatoria cuando las aberturas a ser tratadas son relativamente superficiales, de esta manera se minimiza los desechos que podrían obturar la grieta. La aplicación de un aspirador en las aberturas reduce la posibilidad de que los pequeños trozos ingresen en la grieta. En grietas con anchos mayores a 1.2 cm o más, esto ya no sería un problema, pero se recomienda que todo el sistema sea lavado antes de inyectar la lechada.

14.2.- LECHADA QUIMICA

La lechada química es cualquier material fluido que no depende de sólidos suspendidos para su reacción. La lechada debe endurecer sin afectar cualquier metal o los bordes de concreto de las grietas o los vacíos dentro de la cual ha sido inyectada. Las lechadas químicas pueden contener varios rellenos inertes que modifican las propiedades físicas, como la consistencia y la generación de calor, e incrementan el volumen.

La lechada química debe ser inyectada desde la superficie o el interior de la misma manera que las lechadas de cemento.

14.3.- SELECCI0N DEL TIPO DE LECHADA

Los factores que afectan la lechada que es seleccionada para una reparación incluyen:

1.- La necesidad de transmitir compresión, tensión, corte, o una combinación de estas por las grietas.

2.- Si es una grieta activa, es decir sujeta a futuras fuerzas de tensión que puedan exceder la resistencia a la tensión o al corte del concreto adyacente a la grieta reparada.

3.- Se requiere prevenir total o parcialmente el movimiento de agua o aire a través de la grieta.

4.- El ancho de la grieta es suficiente para aceptar el tipo de lechada seleccionada.

5.- La presión interna de la lechada excede la resistencia de la estructura o del sellador de la superficie.

6.- Si la tasa de endurecimiento de la lechada le permite alcanzar su destino y si es lo suficientemente rápida para minimizar su goteo.

7.- Si la cantidad de calor exotermal liberado de algunas lechadas químicas es excesivo, especialmente de los tipos epóxicos.

8.- Si el costo de la lechada cumple los resultados esperados.

9.- Si las características de contracción, deslizamiento, y absorción de humedad de la lechada son compatibles con las condiciones del proyecto.

10. Si la viscosidad es lo suficientemente baja para asegurar una

penetración total en la grieta.

Las lechadas de cemento y otras que contienen sólidos en suspensión pueden ser usadas solo donde el ancho de la abertura es el suficiente para aceptar las partículas sólidas. Para que la lechada de cemento hidráulico, con o sin puzolanas y otros aditivos, mezclado con aproximadamente 83 L por cada 100 Kg de sólidos (relación agua-sólidos de 0.8) penetre sin percances, el ancho mínimo de las grietas en el punto de introducción debe ser de 3 mm. Si el ancho de la abertura es de 6 mm o más, el agua de la mezcla puede ser reducido de 42 a 50 L por cada 100 Kg de sólidos (relación agua-sólidos de 0.4 a 0.5), especialmente cuando se usan aditivos. En aberturas de 12 mm o más, y para vacíos interiores, se puede incluir el empleo de arena en cantidades de una a dos veces la masa o volumen del material cementicio. En este caso, el agregado fino debe cumplir con los requerimientos de la Norma ASTM C 33.

Lechadas extremadamente finas como las de cemento y microsílice se desplazarán dentro de grietas mucho más finas que las grietas donde se desplazan las lechadas de cemento hidráulico normal.

Las lechadas de cemento hidráulico son excelentes para reintegrar y estabilizar estructuras agrietadas como revestimientos de túneles, o muros, donde reestabilizar la resistencia a la compresión y al corte es el principal objetivo.

Las lechadas químicas deben ser consideradas bajo dos categorías de acuerdo a si ellas deben endurecer en una condición rígida o en un gel flexible. Los epoxys y acrilatos son ejemplos del tipo rígido; y el poliuretano es un ejemplo del tipo gel.

Las lechadas químicas rígidas se adhieren muy bien a sustratos secos y algunas se adhieren a concreto húmedo. Estas lechadas pueden prevenir cualquier movimiento en una grieta y restablecer la resistencia de un miembro de concreto agrietado. Sin embargo, si los esfuerzos de tensión o corte exceden la capacidad del concreto después de la inyección de lechada, aparecerán nuevas grietas cerca de las grietas reparadas. Las lechadas rígidas

penetran grietas mucho mas finas que 0.05 mm, la penetración dependerá de la viscosidad, presión de inyección, temperatura y tiempo de fraguado de la lechada.

El principal uso de las lechadas químicas de tipo gel es el de cerrar o reducir notablemente el movimiento del agua. Este tipo de lechada no reestablecerá la resistencia de una estructura, pero mantendrá la impermeabilidad de ésta a pesar de permitir un mínimo movimiento del agua a través de las grietas. La mayoría de este tipo de lechadas son soluciones en agua y por lo tanto se encogerán si se les permite secar, pero recobrarán su estado cuando sean nuevamente humedecidas.

15.- COLOCACI0N BAJO AGUA

La colocación de concreto bajo agua por medio del bombeo es un método de reparación frecuentemente usado. En general, los materiales y procedimientos utilizados deben cumplir los mismos requerimientos que se aplican para construcciones nuevas. Para proyectos de reparación es frecuentemente usado concreto con agregado previamente colocado, cuyo procedimiento se encuentra en el ACI 304.1R.

16.- METODOS DE ADHERENCIA

Los materiales de reparación podrían o no requerir un agente adhesivo adicional; siendo el objetivo principal en ambos casos el contacto continuo entre el material de reparación y el sustrato, el cual puede lograrse por medio de vibración, aplicación neumática, alta fluidez, y presión en el frotachado.

En el caso que se requiera el empleo de un agente adhesivo adicional, la aplicación debe ser hecha en una superficie limpia y poco tiempo antes de la colocación del material. Los agentes adhesivos de cemento pueden ser rociados o esparcidos, y los de epoxi y látex pueden ser rolados, esparcidos, o rociados.

Se deben realizar ensayos para asegurarse que la adherencia es la requerida, para lo cual los ensayos realizados in situ proporcionan una evaluación mas exacta de los requerimientos.

17.- MATERIALES DE REPARACI0N

17.1.- MATERIALES CEMENTICIOS

El concrteo converncional está compuesto de cemento portland, agregados y agua. Se usan aditivos para incorporar aire, acelerar o retardar la hidratación, mejorar la trabajabilidad, reducir el agua de mezcla, incrementar la resistencia, o modificar otras propiedades del concreto. Los materiales puzolánicos, como las cenizas o microsilices, pueden ser usados junto con el cemento portland ya sea por economía, o para proporcionar propiedades específicas tales como reducir el calor de hidratación, incrementar la resistencia a edades posteriores, incrementar la resistencia a la reacción álcali-agregado y al ataque por sulfato.

Las proporciones del concreto deben ser seleccionadas para proporcionar trabajabilidad, densidad, resistencia, y durabilidad necesaria para una aplicación en particular. Para minimizar el agrietamiento por encogimiento, el concreto de reparación debe tener una relación agua cemento tan baja como sea posible y un contenido de agregado grueso tan alto como sea posible. De acuerdo al ACI 201.2R, el concreto de peso normal resistente a la congelación debe tener una relación agua-cemento que no exceda el 0.45 para secciones delgadas y el 0.50 para otro tipo de estructuras.

El concreto convencional está bien entendido, es económico, y relativamente fácil de producir, colocar, acabar y curar; por lo tanto es aplicable para un rango muy amplio de reparaciones.

El concreto convencional puede ser fácilmente colocado bajo agua usando un número de técnicas que aseguran una buena práctica.

No se debe usar concreto convencional sin aditivos en reparaciones donde el medio ambiente agresivo, que causó que el concreto original se deteriore, no ha sido eliminado. Por ejemplo, si el deterioro original fue causado por ácidos, aguas agresivas, incluso erosión-abrasión, la reparación con concreto convencional no será exitosa al menos que la causa del deterioro sea eliminada.

En las especificaciones del procedimiento de reparación se debe tener en cuenta las propiedades de encogimiento y los procedimientos de curado del concreto, ya que las propiedades del concreto recién colocado podrían ser influenciadas por las del concreto antiguo.

Se deben tomar ciertas medidas en las etapas de mezclado, transporte y colocado en climas cálidos, de baja humedad, o de vientos fuertes, para de esa manera minimizar o eliminar los efectos no deseables (ACI 305R).

El concreto convencional es generalmente usado en secciones relativamente gruesas y de grandes volúmenes. Generalmente es apropiado para una reparación parcial o total de la sección y donde el recubrimiento sea mayor a 10 cm o donde éste se extiende hasta el recubrimiento. Este tipo de concreto es mayormente usado en reparaciones en muros, muelles y estructuras hidráulicas.

El concreto convencional es apropiado para reparaciones en ambientes marinos debido a que la alta humedad de dichos ambientes minimiza el potencial de encogimiento.

El mortero convencional es una mezcla de cemento portland, arena fina, y agua. Aditivos reductores de agua, agentes expansivos y otros modificadores son frecuentemente usados con el mortero convencional para minimizar el encogimiento.

Las ventajas son similares a las del concreto convencional. Además, puede colocarse en secciones mucho más delgadas. Se encuentra disponible una amplia variedad de morteros preparados, apropiados para pequeñas reparaciones.

Los morteros generalmente muestran un incremento en el encogimiento por secado comparado con el del concreto, debido a su mayor volumen de agua, mayor contenido de cemento y mayor relación pasta-agregado.

Se requiere grandes contenidos de aire para proporcionar una durabilidad adecuada al congelamiento y descongelamiento, y resistencia al descaramiento por sales; sin embargo, esto produce una reducción en la resistencia.

El mortero convencional se utiliza en las mismas condiciones que los concretos convencionales donde se requiere reparar secciones delgadas.

La aplicación en seco consiste de una parte de cemento, de dos y media a tres partes de arena, o materiales apropiadamente preparados, y una cantidad suficiente de agua, de tal manera que el mortero permanezca cohesivo cuando sea moldeado en un recipiente con las manos sin mostrar signos de exudación pero dejándolas húmedas.

Mortero preshrunk es un mortero con bajo contenido de agua que ha sido mezclado y dejado en reposo de 30 a 90 minutos, dependiendo de la temperatura antes de su uso. Este mortero puede ser usado para reparar pequeñas áreas, es necesario volverlo a mezclar después del periodo de reposo.

Debido a su baja relación agua-cemento presenta poco encogimiento. Por lo tanto, la reparación permanece resistente y es de buena calidad tanto en el aspecto de durabilidad, resistencia e impermeabilidad.

Este tipo de mortero no es muy adecuado para reparaciones superficiales o para áreas que requieren el llenado detrás del refuerzo expuesto, o para reparar agujeros que atraviesan la sección. De no haber un adecuado curado este tipo de mortero esta sujeto a fallas.

Este tipo de mortero puede ser usado para reparar grandes o pequeñas

cavidades, o cualquier cavidad que permita una adecuada compactación. Estas reparaciones pueden ser hechas en superficiales verticales y horizontales sin encofrado. También puede ser utilizado para rellenar pequeñas aberturas hechas para la reparación de grietas inactivas; sin embargo, no es recomendado para reparar o rellenar grietas activas.

El ferrocemento es un término que se emplea para describir una forma de concreto armado que es diferentes del convencional o del pretensado, principalmente por la manera en la cual el elemento de refuerzo es acomodado (ACI 549R). El ferrocemento es usualmente construido de un mortero de cemento hidraulico reforzado con unas capas muy juntas de malla de alambre de diámetro relativamente pequeño. La malla deberá ser hecha de acero u otro material adecuado.

El ferrocemento tiene una alta resistencia a la relación tensión-peso, y un comportamiento excelente en relación al agrietamiento si se lo compara con el concreto armado.

Debido a que no se requieren encofrados, el ferrocemento es espècialmente adecuado para la reparación de estructuras con superficies curvas, tales como las bóvedas. El empleo de ferrocemento en una reparación deberá simplemente limitarse a la naturaleza de las reparaciones.

No hay estandares para el ferrocemento. Información adicional es disponible en las recomendaciones ACI 549R y ACI 549.1R.

El concreto reforzado con fibras es un concreto convencional con adiciones de fibras de metal o de polímeros para lograr una mayor resistencia a la contracción plástica y al agrietamiento. Este tipo de concreto utiliza los mismos métodos de colocación que el concreto convencional y que el torcreto. Mayor información se puede obtener en el ACI 544.3R, ACI 544.4R y ACI 506.1R.

Las fibras son adicionadas durante la producción del concreto y proporcionan mayor refuerzo en recubrimientos delgados que no son lo suficientemente gruesos para incluir barras de refuerzo.

Concreto reforzado con fibras ha sido usado para recubrimientos de pavimentos de concreto, estabilización de pendientes, y reforzamiento de estructuras como arcos o cúpulas. Las áreas que están sujetas a cargas de vibración, donde el agrietamiento por contracción plástica es un problema, se podrían beneficiar con la adición de fibras.

La adición de fibras reduce el slump y puede causar problemas de trabajabilidad. Manchas de oxido podrían aparecer en la superficie de concreto reforzado con fibras metálicas debido a la corrosión de las fibras.

La conductividad eléctrica del material de reparación, cuando se usan fibras metálicas, podría influenciar la actividad corrosiva cuando los parches son colocados cerca del refuerzo previamente dañado. Para otras aplicaciones, este sistema tendría mayor permeabilidad que un sistema de concreto convencional de espesor equivalente. El curado y protección del concreto con fibras debe ser similar al de un concreto armado convencional.

Las lechadas de cementos son una mezcla de cemento hidráulico, agregado, y aditivos que cuando se mezclan con agua producen una consistencia trabajable, fluida o bombeable sin la segregación de los componentes. Los aditivos son frecuentemente incluidos en la lechada para acelerar o retardar el tiempo de fraguado, minimizar la contracción, mejorar la trabajabilidad o el bombeo, o para mejorar la durabilidad de la lechada.

Las lechadas de cemento son económicas, fáciles de instalar y compatibles con el concreto. Los aditivos pueden ser utilizados para modificar las lechadas de cemento para que estos cumplan ciertos requerimientos a costos moderados.

Las lechadas de cemento son utilizadas en reparaciones mediante inyección solo donde el ancho de las aberturas es suficiente como para aceptar las partículas sólidas que se encuentran suspendidas en la lechada. Normalmente el ancho mínimo de la grieta en el punto de entrada debe ser de 3 mm.

Las aplicaciones pueden variar desde lechadas para adherir concreto viejo con nuevo hasta rellenos de grandes grietas pasivas, o para rellenar

vacíos cerca o bajo una estructura de concreto.

Las lechadas químicas consisten de soluciones de químicos que reaccionan para formar o un gel o un precipitado sólido, contrario a las lechadas de cemento que consisten de suspensiones de partículas sólidas en un fluído. La reacción en la solución podría involucrar solamente los componentes de la solución, o podría incluir la interacción de los componentes de la solución con otras sustancias, como agua, que se encuentran en la lechada. La reacción causa una disminución en la fluidez y una tendencia a solidificar y llenar los vacíos en el material dentro del cual ha sido inyectada la lechada.

Las ventajas de las lechadas químicas incluyen su aplicabilidad en ambientes húmedos, su amplio rango de gel o tiempo de fraguado, y su baja viscosidad. Con éste tipo de lechadas se pueden rellenar grietas tan delgadas como 0.05 mm.

Las lechadas químicas de tipo rígido, como los epóxicos, muestran una excelente adherencia a superficies limpias y secas, y algunas se adherirán a concretos húmedos. Este tipo de lechada puede reestablecer la resistencia total de un miembro de concreto agrietado.

Las lechadas de tipo gel, como las acrilamidas y poliuretanos, son particularmente utilizadas para controlar el flujo de agua a través de las grietas y juntas. Algunas lechadas de tipo gel pueden tener viscosidades tan cercanas a la del agua, de tal manera que puede ser inyectada dentro de casi cualquier abertura por donde el agua fluiría.

Las lechadas químicas son mucho más costosas que las de cemento, y también se necesita un mayor conocimiento de su aplicación. Este tipo de lechadas no debe ser utilizado para reestablecer la resistencia de un miembro estructural.

La reparación de grietas finas, tanto para prevenir la migración de la humedad a lo largo de la grieta o para restaurar la integridad de un miembro estructural, es una de las aplicaciones mas frecuentes de este tipo de lechadas

El concreto denso con bajo asentamiento es una forma especial de concreto convencional. Generalmente tiene un factor de cemento de moderado a alto, una relación de agua-cemento menor a 0.4 y slump menores a 2". Este tipo de concretos gana resistencia rápidamente y se diferencia por su alta densidad y baja permeabilidad.

Recubrimientos de este tipo de concreto con un espesor de 3.8 cm han proporcionado hasta 20 años de servicio cuando son adecuadamente instalados. El costo es relativamente bajo y puede ser colocado con equipos convencionales con pequeñas modificaciones. También reduce la permeabilidad a los cloruros.

Requiere de un máximo esfuerzo de consolidación para lograr una densidad óptima, o el uso de un aditivo reductor de agua de alto rango para mejorar la trabajabilidad y reducir el esfuerzo de compactación que se necesita para proporcionar la adherencia al acero de refuerzo y al concreto de la capa inferior.

Este tipo de concreto requiere por lo menos de 7 días de curado húmedo continuo para obtener una hidratación adecuada. Permite la corrosión galvánica aún cuando la relación agua-cemento es de 0.32 y el recubrimiento es de 2.5 cmm.

El concreto denso con bajo slump es utilizado como recubrimiento o como superficie de desgaste en una reparación para obtener alta calidad, resistencia a la abrasión, y una superficie de concreto durable.

El concreto con agregado precolado se produce colocando agregado grueso en un encofrado y posteriormente inyectando una lechada de cemento portland con arena (generalmente con aditivo), o un material resinoso que llene los vacíos. Este tipo de concreto se diferencia del concreto convencional en que éste contiene un mayor porcentaje de agregado grueso. Una guía de su mezclado y colocación se encuentra en el ACI 404R y el ACI 304.1R.

Debido al contacto que tiene el agregado grueso, la contracción por secado es cerca de la mitad de la que presenta el concreto convencional. Debido a que el agregado es precolocado y la lechada es bombeada bajo presión, no hay problema de segregación y virtualmente todos los vacíos del substrato se llenarán con mortero. Estos factores hacen que este tipo de concreto sea un material ideal para aplicaciones donde existe una considerable congestión del refuerzo u otros materiales embebidos, o exista dificultad de acceso. La habilidad de la lechada para desplazar el agua de los vacíos entre las partículas de agregado durante la inyección hace que este material sea apropiado para reparaciones bajo agua.

Se han logrado mayores tasas de colocación a costos más bajos comparados con los métodos de colocación convencionales.

Los costos de los encofrados para este tipo de concreto son los mismos que para los del concreto convencional, sin embargo, se requerirá un mayor trabajo en la instalación del encofrado debido a la necesidad de prevenir goteos. Debido al alto contenido de agua requerido para producir morteros cementicios bombeables, la permeabilidad al gas o al vapor de la fracción de mortero de éste tipo de concreto podría ser mayor que el del concreto normal, lo cual es un factor importante a ser considerado cuando sea usado en ambientes extremos. La inclusión de microsílices en la lechada podría mitigar esta limitación, pero no existe gran cantidad de documentación que demuestre lo antes dicho.

Este tipo de concretos se usa en grandes proyectos de reparación, particularmente donde se requiere la colocación de concreto bajo agua o cuando la colocación de concreto convencional sería difícil. Algunas aplicaciones típicas son en presas, puentes, estribos, y cimentaciones. También ha sido usado en reparación de vigas y columnas en plantas industriales, tanques de agua, y en otras instalaciones similares.

17.2.- CEMENTOS DE FRAGUADO RAPIDO

Los materiales cementicios de fraguado rápido se caracterizan por períodos cortos de fraguado. Algunos pueden mostrar el desarrollo de resistencias tempranas con resistencias a la compresión que exceden los 6.9 MPa dentro de tres horas. El cemento Pórtland tipo III ha sido usado para la reparación del concreto por mucho tiempo, especialmente en la profundidad total de las secciones.

Proporciona el desarrollo de resistencias tempranas que permiten que la reparación entre en servicio más rápido que los materiales de reparación convencionales. Esta ventaja es de importancia en la reparación de carreteras y puentes debido a la reducción del tiempo de protección, a menores costos del control de tráfico, y el mejoramiento de la seguridad.

A pesar que la mayoría de los materiales de fraguado rápido serán tan durables como el concreto, algunos, debido a sus componentes, podrían no tener un buen comportamiento en un ambiente de servicio específico.

Algunos de los materiales de fraguado rápido obtienen el desarrollo de su resistencia y expansión de la formación de etringita. Si el nivel de expansión es alto y el tiempo para alcanzar los niveles máximos de expansión es largo, podría ocurrir una reducción de la resistencia. Debe tenerse en cuenta el potencial de expansión retardada que resulta de un curado inicial insuficiente seguido por un rehumedecimiento.

Debido a que algunos de estos materiales pueden contener niveles altos de álcali o aluminato que proporcionan la expansión, su exposición a los sulfatos y a los agregados reactivos debe ser limitada.

Los cementos de fraguado rápido son especialmente útiles en reparaciones donde se requiere una pronta reapertura al tráfico, tal como en pavimentos, plataformas de puentes, y pistas de aterrizaje.

17.3.- TORCRETO

El torcreto es una mezcla de cemento Pórtland, arena, y agua lanzada

en el lugar por aire comprimido. Además de estos materiales. El torcreto también puede contener agregado grueso, fibras, y aditivos. El torcreto apropiadamente aplicado es un material estructuralmente adecuado y durable que presenta una buena adherencia al concreto existente u otros materiales de construcción.

En proyectos de reparación que involucran secciones delgadas menores a 15 cm de profundidad y grandes o pequeñas áreas con contornos regulares o formas, el uso de torcreto podría ser mucho más económico que el concreto convencional debido al ahorro en el costo de los encofrados.

El torcreto puede ser aplicado en superficies invertidas y los materiales pueden ser mezclados y trasportados grandes distancias hacia el lugar de colocación con acceso restringido. Se dispone de equipo mecánico para la colocación de torcreto en lugares muy apartados.

La aplicación exitosa del torcreto depende del entrenamiento, habilidad, y experiencia del operador del equipo de aplicación.

El torcreto se ha utilizado para reparar concreto deteriorado en puentes, edificios, muros, presas, túneles, y otras estructuras. El comportamiento de estas reparaciones ha sido satisfactorio; sin embargo, existen casos de pobre comportamiento, los cuales son causados por una preparación inadecuada de la superficie vieja y falta de habilidad del operario.

17.4.- CONCRETO CONTROLADOR DE LA CONTRACCION

El concreto controlador de la contracción es un concreto a base de cemento expansivo, el cual es empleado para minimizar el agrietamiento causado por la contracción por secado. Los materiales y métodos básicos son similares a aquellos que se requieren para producir concretos de cemento portland de alta calidad. En consecuencia, las características de los concretos controladores de la contracción son, en muchos aspectos similares a aquellas de los concretos de cemento portland.

Cuando están adecuadamente sujetos por refuerzo, los concretos controladores de la contracción deberán expandir en un volumen igual o ligeramente mayor que el de la contracción por secado anticipada. Posteriormente la contracción por secado deberá reducir estas deformaciones expansivas, pero, idealmente, una expansión residual deberá permanecer en el concreto, eliminando el agrietamiento por contracción. Las juntas empleadas para controlar el agrietamiento por contracción podrán ser eliminadas si se coloca en forma adecuada waterstops y mecanismo de transferencia de carga. Sin embargo, cuando se requiere una condición de impermeabilidad no se recomienda la eliminación de waterstops.

Aunque sus caracterísricas son en muchos aspectos similares a aquellas de los concretos de cemento portland, los materiales, selección de proporciones, colocación y curado, deberán ser tales que permitan obtener suficiente expansión para compensar la posterior contracción por secado. Los criterios y practicas necesarios para asegurar que la expansión ocurra en el tiempo y en la cantidad requeridos se dan en la recomendación ACI 223.

Deberán tomarse precauciones para permitir una expansión inicial de los materiales que permita una deformación positiva en los empotramientos del acero. En consecuencia, los concretos controladores de contracción no serán efectivos en sobrecapas adheridas al concreto de cemento portland debido a que la parte inferior deberá proporcionar un empotramiento muy grande.

Los concretos controladores de la contración han sido empleados para minimizar las grietas por contracción por secado en el reemplazo de losas de concreto, pavimentos, losas de puente, y estructuras. Igualmente, los concretos controladres de la contracción han sido empleados para reducir las tendencias al alabeo cuando el concreto es expuesto solo en una de sus caras al secado, y la contracción por carbonatación.

La Norma ASTM C 845 proporciona recomendaciones para los cementos hidraulicos expansivos y límites que incluyen resistencia, tiempo de fraguado, y expansión del cemento. Los morteros y concretos expansivos son usualmente empleados de acuerdo con las Normas ASTM C 806 y ASTM C 878, respectivamente. Este concreto deberá ser inspeccionado y empleado de

acuerdo a las recomendaciones del ACI 223.

17.5.- CONCRETOS CON MICROSILICES

La microsílice, un sub producto en la fabricación de aleaciones de sílices y ferrosilicatos, es un eficiente material puzolánico. Añadiendo microsílice y un aditivo superplastificante a una mezcla de concreto deberá experimentarse un fuerte incremento en la resistencia a la compresión, una disminución de la permeabilidad y una mejora en la durabilidad (ACI 234R). La microsílice es añadida al concreto, ya sea en forma líquida o en polvo en cantidades de 5 a 15% del peso de cemento. La resistencias en compresión de 83 a 149 MPa pueden ser obtenidas en concretos con microsílices.

El interés comercial en las microsílices ha sido para su empleo en concretos de alta resistencia; sin embargo, ella está siendo añadida al concreto en algunos casos como un material de reemplazo del cemento a fin de mejorar la calidad y comportamiento en un amplio rango de aplicaciones.

Los concretos con microsílice no requieren cambios importantes de los procedimientos usuales de trasporte, colocación, y consolidación usualmente empleados en los concretos convencionales.

Conforme el dosaje de microsílice se incrementa, el concreto será más cohesivo, y, por lo tanto, será ser más susceptible a agrietamientos por contracción plástica. Sin embargo, la colocación y acabado, en el caso de las microsílices, pueden ser más fáciles sin dificultades significativas, tal como lo estableció Holland en 1987. Los concretos con microsílice tiene muy pequeña o carecen de exudación, lo cual hace difícil proporcionar un buen acabado con badilejo de acero, si ello se requiere.

La temperatura de curado mínima deberá de ser de 4C. Igualmente se recomienda curado húmedo por un mínimo de 7 días.

La primera aplicación importante de los concretos con microsílices en los Estados Unidos fue para reparación de estructuras hidraulicas que habían

experimentado daños por abrasión y erosión, en 1987. La alta resistencia de los concretos con microsílice y la resistencia a la abrasión, erosión resultante, se presentan como una solución económica a los problemas de abrasión-erosión, especialmente aquellas áreas en las que los agregados disponibles no permiten pensar en un concreto aceptable.

Los concretos con microsílice han sido ampliamente empleados en sobrecapas para estructuras de parqueo y losas de puentes a fin de reducir la entrada de iones cloruro en el concreto.

El ASTM ha publicado recientemente la Norma C 1240 para cubrir los aspectos relacionados con las microsílices.

17.6.- MATERIALES LIGANTES

Los materiales ligantes pueden ser empleados para unir materiales reparados a una sub base de concreto preparado ya existente. Los materiales ligantes son de 3 tipos: aquellos basados en epóxy, aquellos basados en látex, y aquellos basados en cemento.

Los sistemas epoxy están cubiertos por la Norma ASTM C 881. Deberá tenerse cuidado cuando se emplea estos materiales en climas cálidos. Las altas temperaturas pueden causar un curado prematuro y originar rotura de los puntos de adherencia. La mayoría de las resinas epoxy crean una barrera contra la humedad entre las sub base existente y el material reparado. Bajo determinadas circunstancias, una barrera contra la humedad puede dar como resultado fallas de la reparación, cuando la humedad es atrapada en el concreto directamente bajo la barrera de humedad y ocurre congelación en esta zona.

Los sistemas látex son cubiertos con la Norma ASTM C 1059. Los agentes ligantes de látex están clasificados como el Tipo I "Redispersables" y Tipo II "No redispersables". Los agentes ligantes Tipo I pueden ser aplicados a la superficie a ligar días antes de colocar el material de reparación; sin

embargo, la resistencia por adherencia es menor que aquella proporcionada por los agentes ligantes Tipo II. Los agentes ligantes del tipo I no deben ser empleados en áreas sujetas a agua, alta humedad o aplicaciones estructurales. El sistema Tipo II actua como un ligante rompible.

Sistemas basados en cementos han sido empleados por muchos años. Estos sistemas emplean una pasta neta de cemento portland o una mezcla de cemento portland y un relleno fino de agregado, usualmente en proporción de 1: 1 en peso. El agua se añade para obtener una consistencia uniformemente cremosa.

17.7.- MATERIALES POLIMEROS

La mejora de las propiedades de un concreto endurecido por la adición de polímeros está bien documentada. Una bibliografía de las principales referencias que cubren el aspecto de los polímeros en el concreto y un glosario de términos están incluidos en la recomendación ACI 548.1R. Esta guía presenta información sobre los diferentes tipos de materiales polímeros y sobre su almacenamiento, manejo y uso, así como sobre proporciones de concreto, equipos a ser empleados, procedimientos de construcción, y aplicaciones.

Tres tipos básicos de materiales de concreto emplean polímeros para formar compuestos: a) los PIC o concretos impregnados de polímero; b) los PMC o concretos modificados con polímeros; c) y los PC o concretos polímeros. Cada tipo de material debe ser analizado en los siguientes acápites.

El PIC es un concreto a base de cemento portland que ha sido impregnado con un monómero que posteriormente ha sido polimerizado. La impregnación es usualmente hecha empleando monómeros que contienen un iniciador de la polimerización, el cual puede ser activado por calor. El monómero más ampliamente empleado es el metil metacrilato, aunque otros monómeros también han sido empleados. Con cargas de polímero de 1.5 a 2.5 % por peso y alturas de impregnación de por lo menos 1/4" (6 mm) a 1 1/2" (38 mm), se puede obtener significativas mejoras en la durabilidad. Es importante

alcanzar una completa película de concreto impregnado en la superficie expuesta.

Casi todos los tipos de concretos existentes, ya sea estén preparados para una impregnación o no, pueden ser impregnados siempre que se siga el procedimiento adecuado (ACI 548R). La impregnación de la superficie del concreto con un polímero adecuado ha mostrado mejorar muchas propiedades importantes, incluyendo resistencia a la abrasión, resistencia a la penetración, y daños por agua, ácidos, sales, y otras sustancias deteriorantes; y resistencia a los ciclos de congelación y deshielo.

La impregnación con polímeros reduce la permeabilidad del concreto y, por lo tanto, incrementa su durabilidad cuando está expuesto a agentes agresivos. Sin embargo, la impregnación no garantiza un concreto completamente impermeable, y debido a que el concreto continua expuesto, los agentes agresivos, tales como el ácido sulfúrico, atacarán el concreto lentamente.

Las grietas que no son selladas servirán como canales para el ingreso de agentes agresivos en el concreto desfasando el propósito de tratamiento superficial por impregnación. Las grietas también pueden ocurrir durante el secado del concreto antes de la aplicación del monómero, y todas podrían no ser llenadas durante el proceso de impregnación. Todas las grietas deberán ser llenadas con polímero a fin de alcanzar una reducción en la permeabilidad y el correspondiente incremento en la durabilidad.

La impregnación con polímeros ha sido aplicada a estructuras de concreto existentes a fin de mejorar su durabilidad, reducir los requisitos de mantenimiento, y restaurar el concreto deteriorado. El proceso ha sido empleado en una amplia variedad de aplicaciones, incluyendo losas de puentes, aliviaderos, protectores de vía, tuberías de concreto, y tuberias de acero revestidas con mortero, así como en edificios deteriorados.

Las recomendaciones del ACI 548.1R al 548.6R dan las especificaciones y condiciones de empleo para los diferentes tipos de concretos polímeros

Los concretos PMC han sido también llamados concretos PPCC (Concreto de cemento portland con polímeros) y LMC (Concreto modificado con látex). Se identifican como cemento portland y agregado, combinados en el momento del mezclado con un polímero orgánico que ha sido dispersado en el agua. Esta dispersión es llamada un látex, y el polímero orgánico es una sustancia compuesta de miles de moléculas simplea combinadas en grandes moléculas. Las moléculas simples son conocidas como monómeros, y la reacción que las combina es llamada polimerización. La polimerización puede ser una homo-polimerización si es hecha por la polimerización de un monómero, o un co-polímero, si dos o más monomeros son polimerizados.

El empleo del término PMC, incluye tanto a los morteros como a los concretos. Los polímeros dispersos son añadidos al concreto para mejorar las propiedades del producto final. Estas propiedades incluyen una mejora en la resistencia por adherencia al concreto inferior, incremento de la flexibilidad y resistencia al impacto, mejora la resistencia en la penetración por agua, y mejora la resistencia a la acción de las heladas.

De la amplia variedad de polímero, investigados para ser empleados en PMC, los polímeros preparados por polimerización de una emulsión han sido los más ampliamente usados y aceptados (ACI 548.3R). El estireno butadieno y el látex acrílico han sido los más efectivos en la reparación de concreto. Otros látex comúnmente empleados incluyenlos polímeros y co-polímeros del vinil-acetato.

Cuando son emulsificados y mezclados con concreto, los epoxys proporcionan excelente resistencia a la congelación, reducción significa en la permeabilidad y mejora enla resistencia a los ataque químicos. La adherencia es excelente y las resistencias a la flexión, compresión, y tensión, son altas. A pesar de todas sus ventajas, las emulsiones epoxy han tenido uso limitado en el concreto.

Las proporciones de la mezcla dependen de las aplicaciones específicas y el tipo de polímero empleado en el PMC. Un nivel de polímeros del 10 al 20% de polímeros sólidos en peso del cemento son requeridos para las aplicaciones más usuales. Relaciones agua-cemento típicas para mezclas PMC trabajables varían en el rango de 0.30 a 0.40 para mezclas que contienen

látex, y de 0.25 a 0.35 para mezclas que contienen epoxys (ACI 548.1R).

Los recubrimientos de concreto modificado con látex muestran un excelente comportamiento a largo plazo. Recubrimientos apropiadamente instalados poseen una alta resistencia al daño ocasionado por congelamiento y descongelamiento, además muestran pequeñas fallas de adherencia después de muchos años de servicio.

El mezclado y manipulación de este tipo de concreto es similar al concreto y mortero convencional. El curado sin embargo, es diferente. Mientras que el concreto convencional requiere extensos periodos de curado húmedo, el PMC generalmente requiere de 1 a 2 días de curado húmedo seguido de curado al aire. El PMC es puesto en servicio cuando éste ha desarrollado una resistencia adecuada, la cual depende de la hidratación del cemento.

Una de las ventajas del LMC es su trabajabilidad y facilidad de aplicación cuando es comparado con sistemas similares. Las características de adherencia del LMC son excelentes y usualmente muestran una baja permeabilidad.

El LMC de estireno-butadieno tiene excelente durabilidad a exposiciones en exteriores o ambientes que presenten humedad. La decoloración de la superficie ocurrirá cuando el concreto esté expuesto a rayos ultravioletas, donde dicha decoloración no es aceptable se usará polímeros acrílicos.

Al igual que el concreto convencional, el PMC debe ser colocado y curado entre temperaturas de 7°C a 30°C teniendo un cuidado especial cuando se trabaje a dichas temperaturas extremas (ACI 548.1R, ACI 306.1).

Al igual que muchas mezclas con relación agua-material cementante baja, el LMC tiene tendencia al agrietamiento por contracción plástica durante su colocación. Se necesita tomar precauciones especiales cuando la tasa de evaporación excede de 0.5 kg/m2/hr (ACI 308, ACI 548.4).

El LMC, similar a otros materiales que se basan en cemento portland, es

susceptible al agrietamiento por contracción, el cual podría permitir el ingreso de iones cloruros en algunas aplicaciones.

El módulo de elasticidad es generalmente mucho mas bajo comparado con el concreto convencional; por lo tanto su uso en miembros cargados verticalmente o axialmente debería ser cuidadosamente evaluado.

El acetato de polivinilo no debería ser usado en aplicaciones que estén expuestas a humedad.

Las emulsiones epóxicas son mucho mas costosas que la mayoría de látex, y algunas son susceptibles al cambio de color y al deterioro cuando son expuestas a la luz del sol.

Las aplicaciones de PMC incluyen recubrimientos de plataformas de puentes, estructuras y pisos de estacionamientos, y reparación de cualquier superficie de concreto. El látex de estireno butadieno ha sido comúnmente usado para reparación de puentes, losas de estacionamientos y pisos. Los látex acrílicos han sido usados para restaurar y parchar pisos.

El LMC, mayormente usado para recubrimientos, es normalmente aplicado en secciones que van de 1.9 a 5 cm de espesor. Estos sistemas restauran las secciones perdidas y proporcionan una superficie de desgaste nueva de alta resistencia la cual presenta mayor durabilidad frente al intemperismo.

A pesar de ser usados como material de recubrimiento, el PMC es efectivo como material de parchado. Debido a que la mayoría de reparaciones en la cual se usa el PMC son superficiales, las proporciones de mezcla similares a las mostradas por el ACI 548.3R deben ser consideradas.

El PC es un material compuesto en que el agregado está fuertemente adherido a una matriz densa con un ligante de polímero. Los compuestos no contienen una fase de cemento hidratado, a pesar de que el cemento portland puede ser usado como agregado o como relleno. El término PC está referido a una familia de productos, el cual incluye a los morteros.

El PC es hecho con una variedad de resinas y monómeros que incluyen poliéster, epóxicos, furano, VINYLESTER, metacrilato de metilo y estireno (ACI 548.1R). Las resinas de poliéster tienen mayor demanda debido a su costo moderado, disponibilidad de una gran variedad de formulaciones, y propiedades adecuadas. Las resinas de furano son de bajo costo y resistentes al ataque químico. Las resinas epóxicas son generalmente de mayor costo pero podrían ofrecer ventajas como la adhesión a superficies húmedas. Información mas detallada del uso de los componentes epóxicos con el concreto se encuentra en el ACI 503R.

Las propiedades del PC dependen de las propiedades y cantidades del polímero usado, siendo modificados de alguna manera por los efectos del agregado y por los materiales de relleno. Generalmente, las mezclas de PC muestran a) curado rápido, b) altas resistencia a compresión, tensión y flexión, c) buena adhesión a la mayoría de superficies, d) mayor durabilidad frente a la acción del congelamiento y descongelamiento, e) baja permeabilidad al agua y soluciones agresivas, y f) buena resistencia química.

El PC puede proveer un curado rápido, materiales de parchado de alta resistencia que son adecuados en la reparación de estructuras de concreto de cemento portland. El PC es mezclado, colocado, y consolidado de manera similar al del concreto convencional. Algunos concretos gruesos pueden requerir vibración externa.

Una gran variedad de morteros de polímero pre-preparados está disponible, los cuales pueden ser usados como morteros o añadidos a mezclas selectas de agregados. Dependiendo del uso específico, los morteros podrían contener gradaciones variadas de agregados con la intención de otorgar propiedades únicas a la superficie o efectos estéticos a la estructura que está siendo reparada. También, los morteros de polímeros pueden ser frotachados y pueden ser aplicados verticalmente y sobrepuestos.

Los morteros epóxicos tienen menor contracción que los poliésteres o que los morteros acrílicos. La contracción de los poliésteres y de los morteros acrílicos puede ser reducida usando una carga óptima de agregado.

Podría ser necesario el uso de solventes orgánicos para limpiar los

equipos cuando son usados poliésteres y epóxicos, teniendo cuidado de no utilizar equipo explosivo o que genere chispas cuando se usan sistemas potencialmente explosivos como los sistemas volátiles.

Debe tenerse en cuenta que un curado rápido generalmente significa menor tiempo en las operaciones de colocado y acabado. Los tiempos de trabajabilidad de estos materiales son variables y dependen de la temperatura ambiente, los cuales podrían variar de 15 min a más de una hora. También, las temperaturas altas o bajas del medio ambiente y del concreto podrían afectar el tiempo de curado o el comportamiento del polímero.

Los coeficientes de la expansión termal de los materiales de polímero son variables de un producto a otro, y son mucho mayores que el concreto convencional.

Las características de contracción de los PC deben ser evaluadas para evitar un excesivo agrietamiento por contracción.

El módulo de elasticidad de los PC podría ser menor que los del concreto convencional, especialmente a mayores temperaturas. Su uso en miembros cargados debe ser cuidadosamente considerado.

Solo un número limitado de sistemas de polímeros es apropiado para reparar superficies de concreto húmedas. En general, los agregados usados en el PC deben estar secos para obtener mayores resistencias.

Las altas temperaturas podrían afectar adversamente las propiedades físicas de ciertos PCs, causando el debilitamiento de estos. Las temperaturas de servicio deben ser evaluadas antes de seleccionar el sistema de PC para un uso específico. Los sistemas epóxicos podrían quemarse donde la temperatura excede los 230°C y pueden debilitarse significativamente a temperaturas mucho menores que esta.

El concreto convencional generalmente no se adhiere a un PC, siendo recomendable un estudio previo de compatibilidad de estos sistemas.

Estos sistemas se usan en la reparación de estructuras de carreteras

donde las condiciones de tráfico permiten el cierre por pocas horas del área de reparación. Sin embargo, los PCs no solo están limitados a ese uso y pueden ser empleados en un amplio rango de aplicaciones.

El PC es usado en aplicaciones tales como: 1) reparación de estructuras de alta resistencia y rápido curado, y 2) recubrimientos delgados (de 5 a 19 mm de espesor) en pisos y plataformas de puentes.

Los morteros de polímero han sido usados en una variedad de reparaciones donde solo se requieren secciones delgadas (parches y recubrimientos). Los polímeros con gran elongación y bajo módulo de elasticidad son particularmente útiles en recubrimientos de puentes.

Los recubrimientos de PC son especialmente apropiados en áreas donde el concreto está sujeto a ataques químicos.

18.- SELECCION DE MATERIALES

Existe una gran variedad de materiales convencionales y especiales apropiados para la reparación del concreto. Mientras esta selección brinda la oportunidad de hacer coincidir las propiedades de los materiales con los requerimientos del proyecto específico, también incrementa la posibilidad de seleccionar un material inapropiado. La adherencia y la resistencia en compresión son algunas de las principales propiedades de mayor importancia en un material de reparación.

18.1.- COEFICIENTE DE EXPANSION TERMICA

Es importante usar un material de reparación con un coeficiente de expansión térmica similar al del concreto existente. La compatibilidad térmica es muy importante cuando se realizan grandes reparaciones o se colocan recubrimientos. Si existiera una gran diferencia de las propiedades térmicas entre ambos materiales, cambios significativos de temperatura podría causar fallas tanto en la interfase o dentro del material con menor resistencia. Mientras que este factor es más importante en ambientes sujetos a grandes cambios de temperatura, también debe ser considerado en ambientes en los cuales los cambios de temperatura no son muy frecuentes o prolongados.

18.2.- CONTRACCI0N

Debido a que la mayoría de reparaciones son realizadas en concretos de cemento portland viejos que no experimentarán contracciones significativas, el material de reparación debe estar libre de contracción o ser capaz de contraerse sin perder la adhesión. La contracción de los materiales de reparación cementicios puede ser reducida usando mezclas con relación de agua-cemento baja o utilizando procedimientos de construcción que minimicen el potencial de contracción. Algunos ejemplos incluyen la aplicación en seco y el concreto con agregados previamente colocado.

18.3.- PERMEABILIDAD

El concreto de buena calidad es relativamente impermeable a líquidos, pero cuando la humedad se evapora a la superficie, el líquido reemplazado es expulsado hacia la superficie seca por acción capilar. Si se usan materiales impermeables en grandes parches, recubrimientos, o revestimientos, la humedad que sube a través del concreto base puede ser atrapada entre el concreto y el material de reparación impermeable. La humedad atrapada puede causar fallas en la línea de adherencia o saturar críticamente el concreto base y causar fallas por congelación y deshielo si el concreto base no contiene aire incorporado.

18.4.- MODULO DE ELASTICIDAD

Para áreas reparadas que estarán sujetas a carga paralelas a la línea de adherencia, es necesario asegurarse que el módulo de elasticidad del material de reparación sea similar al del concreto original. Si el módulo de los dos materiales difiere, la carga podría ocasionar diferentes deformaciones, dando como resultado la falla del material de reparación o del concreto original.

18.5.- PROPIEDADES QUIMICAS

En años recientes se ha tomado especial atención a los problemas que involucran la corrosión del refuerzo embebido. Un pH de 12 (ambiente alcalino) para el concreto proporcionará protección al refuerzo embebido. Sin embargo,

materiales de reparación con valores de pH de moderado a bajo proporcionará poca, o ninguna, protección al refuerzo embebido. Cuando tales materiales deben ser usados, debido a restricciones tales como el tiempo de curado o requerimientos de resistencia, se debe considerar una protección adicional para el refuerzo existente, la cual puede incluir técnicas como la protección catódica o los revestimientos. Cada sistema tiene su propia relación costo-beneficio y debe ser evaluado para cada proyecto específico.

18.6.- PROPIEDADES ELECTRICAS

La resistividad o estabilidad eléctrica de un material de reparación podría también afectar el comportamiento del concreto dañado por corrosión después de su reparación. Los materiales que tienen una alta resistencia tienden a aislar las áreas reparadas de las áreas no dañadas adyacentes. Es comúnmente aceptado que diferencias en el potencial eléctrico que resultan de las variaciones de la permeabilidad o del contenido de cloruros entre el material de reparación y el concreto original podría incrementar la actividad de corrosión, dando como resultado una falla prematura.

Las condiciones bajo las cuales el material de reparación será aplicado y el conocimiento anticipado de sus condiciones de servicio son dos consideraciones importantes en la selección del material. Casi todos los proyectos de reparación tienen condiciones únicas y requerimientos especiales, y solo después que estos han sido completamente examinados se pueden establecer criterios generales de reparación. Una vez que se conocen los criterios, se encontrará que más de un material puede ser utilizado con iguales buenos resultados. La selección final del material o combinación de materiales debe tener en consideración la facilidad de aplicación, costo, y la disposición de mano de obra y equipos.

18.7.- PROPIEDADES DE COLOR

Para la reparación de superficies de concreto arquitectónico, el color del material no debe diferir apreciablemente del de la superficie adyacente.

Los sistemas de protección son materiales y métodos que reducen la corrosión de metales en el concreto y el deterioro del concreto, limitando el

ingreso de humedad, cloruros y otros contaminantes dentro del concreto mediante el recubrimiento o por principios electro-químicos. Los sistemas de protección también incluyen materiales y métodos que incrementan la abrasión de la superficie o la resistencia al impacto, o mejoran la resistencia a otras influencias nocivas.

19.- TECNICAS DE REFORZAMIENTO

19.1.- GENERALIDADES

Antes de la reparación de miembros estructurales, se debe realizar un análisis estructural para determinar si los miembros están sobrecargados o tienen un diseño inapropiado para las cargas de servicio. El análisis debe considerar tanto la serviciabilidad como la resistencia y también debe incluir consideraciones de las causas de la falla estructural o de su deterioro. Basado en una evaluación previa y en los resultados de los análisis, el ingeniero debe decidir si se requiere sólo reparar o además se debe reforzar.

19.2.- REFUERZO INTERIOR

Un método común de proporcionar refuerzo adicional en las superficies agrietadas es el de instalar nuevos dowels dentro de agujeros que son perforados perpendiculares a las superficies agrietadas. La longitud total del dowel es fijado al concreto mediante el uso de una matriz ligante.

La estructura debe ser apuntalada si es necesario aliviar los esfuerzos de la carga muerta de los miembros.

Se pueden usar varios materiales ligantes, como la lechada de cemento Portland, epoxys, y otros adhesivos químicos, dentro del espacio anular entre el dowel y los lados del agujero.

Los dowels pueden ser barras de acero de refuerzo deformadas, barras de acero inoxidable, o pernos . Se debe considerar el revestimiento protector de los dowels cuando se evalúa la resistencia a la adherencia entre el concreto y el dowel.

El refuerzo interior puede reforzar concreto agrietado por esfuerzos de

flexión y corte y por impedimentos de variaciones de volumen. El procedimiento es simple y usa equipos comúnmente disponibles.

La inyección de epóxicos es comúnmente usada para rellenar todas las grietas después de la instalación de los dowels y su ligante.

SE debe evitar cortar o agujerear las barras de refuerzo internas durante la operación de taladrado. Se pueden realizar ensayos no destructivos para determinar la localización del refuerzo.

Las limitaciones de espacio en el exterior de los miembros podrían no permitir taladrar agujeros transversales a las grietas.

No instalar dowels internos en concreto deteriorado si no se puede desarrollar una buena resistencia a la adherencia. La resistencia del concreto debe ser evaluada para cada instalación.

Se debe limpiar el polvo de los agujeros taladrados antes de la instalación del refuerzo y el agente adhesivo. Si no se limpian, la matriz se adherirá al polvo dando como resultado una resistencia a la adherencia limitada.

Los agujeros deben ser taladrados perpendiculares a las grietas. La longitud embebida a ambos lados de la grieta debe ser lo suficiente para desarrollar el esfuerzo requerido en la barra por la resistencia a la adherencia. Para una adhesión epóxica, es suficiente de 10 a 15 veces el diámetro de la barra de refuerzo, pero estas longitudes deben basarse en cargas de diseño calculadas y esfuerzos de adherencia o en ensayos. Para morteros de cemento, se requiere de las longitudes dadas por el ACI 318. El diámetro del agujero debe ser de 3 a 6 mm más grande que el diámetro del dowel si se usan agentes epóxicos. El diámetro será al menos 50 mm más grande que el de la barra para morteros de cemento, lo cual proporciona un espacio anular que es adecuado para permitir la compactación del mortero. Se recomienda seguir las instrucciones del fabricante y realizar instalaciones de prueba para determinar el mejor diámetro y profundidad.

Instalar suficiente agente adhesivo dentro del agujero como para llenar

más del espacio anular, o aproximadamente medio lleno si se utiliza un epóxico. Insertar el dowel dentro del agujero y desplazar el agente adhesivo. La viscosidad de éste agente debe ser lo suficientemente fluida para permitir que el agente fluya entre el dowel y el agujero.

19.3.- REFUERZO EXTERIOR

Los elementos de acero pueden ser colocados en el exterior de un miembro estructural existente. El nuevo refuerzo puede ser cubierto con torcreto, mortero, yeso, u otro producto, o puede dejarse expuesto y protegido contra la corrosión con un revestimiento. El refuerzo pueden ser barras deformadas, placas de acero, secciones de acero laminado, o elementos fabricados especialmente. Para miembros dañados por sobrecarga, erosión, abrasión, o ataques químicos, el concreto agrietado o deteriorado debe ser removido y se debe colocar un nuevo refuerzo adyacente y alrededor del concreto remanente. Donde el concreto existente está en buenas condiciones, el nuevo refuerzo puede ser adherido directamente a la superficie de concreto existente después de haber preparado la superficie.

La colocación de refuerzo exterior podría ser el método más conveniente para reparar y reforzar donde las obstrucciones limitan el acceso del equipo necesario para la colocación del refuerzo interior.

Usar un adhesivo estructural requiere de una preparación adecuada de la superficie, tanto del acero como el concreto y una selección del adhesivo apropiado para unir el acero con el concreto. La limpieza por chorro de arena es el mejor método de preparación para el concreto y la placa de acero, pero la limpieza de superficie con solventes o chorro de agua a presión podría ser adecuada en muchos casos.

Las vigas, columnas y muros pueden ser reforzados mediante la colocación de barras de refuerzo longitudinales y estribos alrededor de los miembros, y después son cubiertos con torcreto o concreto in situ. El concreto vincula el nuevo refuerzo al miembro existente, también incrementa el tamaño del miembro y adiciona resistencia y rigidez. Se debe considerar el peso muerto adicional del miembro que resultará de la adición.

Tanto los muros de albañilería como de concreto armado han sido reforzados al adicionar capas superficiales de barras de refuerzo y por aplicación de shotcrete.

Debido a que la rigidez de los miembros reparados se incrementa, la distribución de cargas en la estructura se altera. Tanto los miembros reparados como los no reparados, incluyendo las cimentaciones, deben verificarse para las condiciones de carga de servicio.

El refuerzo externo siempre ocupa espacio que estaba disponible para otros usos antes de la reparación. La preparación de la superficie tanto del acero como del concreto es crítica si se requiere la interacción de ambos.

Se debe tener cuidado cuando se usen adhesivos estructurales, especialmente epóxicos, debido a su ablandamiento y pérdida de resistencia a elevadas temperaturas.

19.4.- GATAS Y COLLARES

JACKETING es el proceso por el cual una sección de un miembro estructural existente es restaurada a sus dimensiones originales o éstas se incrementan mediante el ENCASEMENT en concreto de cemento portland o de cemento portland modificado con polímeros. Se rodea la sección dañada con acero de refuerzo sobre el cual se coloca shotcrete o concreto in-situ.

Los COLLARS son JACKETS que rodean solo una parte de una columna o pilar y son generalmente usados para incrementar el soporte hacia la losa o viga que se encuentra en la parte superior de la columna.

El encofrado para el JACKET puede ser temporal o permanente, y puede ser de madera, metal corrugado, concreto pre-fabricado, caucho, fibra de vidrio, u otro material, dependiendo del propósito y exposición. El encofrado del JACKET se coloca alrededor de la sección a ser reparada, creando un vacío anular entre el JACKET y la superficie del miembro existente. El encofrado debería estar provisto con espaciadores para asegurar un espaciamiento igual entre éste y el miembro existente.

Una variedad de materiales incluyendo mortero y concreto convencional, mortero epóxico, lechada, mortero y concreto modificado con látex han sido usado como materiales de ENCASEMENT. Las técnicas de llenado del JACKET incluyen bombeo, TREMIE, o concreto con agregado previamente colocado.

El JACKETING es particularmente aplicado en reparaciones de columnas y pilotes deteriorados donde toda o una parte de la sección esta bajo el agua. El método es aplicable para proteger secciones de concreto, acero y madera contra un mayor deterioro, como para su refuerzo. Los encofrados permanentes son ventajosos en ambientes marinos donde se desea una mayor protección contra el intemperismo, abrasión y contaminación química.

Los COLLARS son efectivos al proporcionar NEW CAPITALS en columnas existentes que soportan losas. El COLLAR proporciona una mayor capacidad de corte de la losa, y disminuye la longitud efectiva de la columna. Los COLLARS pueden ayudar a satisfacer restricciones arquitectónicas mejor que JACKETING la columna en su totalidad.

Tanto JACKETS como COLLARS requieren que todo el concreto deteriorado sea removido, que las grietas sean reparadas, que el refuerzo existente sea limpiado y que las superficies sean preparadas. Esta preparación es requerida de tal manera que los materiales recientemente colocados se adhieran a la estructura existente. Debido que los JACKETS están generalmente bajo agua, dicha preparación es costosa y difícil. Sin embargo, la aplicabilidad de los JACKETS Y COLLARS está ampliamente difundida y generalmente es rentable.

Las técnicas de encofrado y la decisión de su uso permanente o temporal son detalles importantes en el JACKETING. Los encofrados de madera o CARDBOARD pueden ser usados como encofrados temporales o permanentes; los encofrados de acero corrugado son fáciles de armarse y pueden ser usados como temporales o permanentes; los encofrados permanentes de fibra de vidrio, caucho y FABRIC han ganado gran aceptación ya que proporcionan una resistencia permanente a los ataques químicos después que se ha completado la reparación.

19.5.- MIEMBROS COMPLEMENTARIOS

19.5.1.- DESCRIPCIÓN

Los miembros complementarios son columnas, vigas o puntales que se instalan para soportar miembros estructurales dañados.

19.5.2.- VENTAJAS Y USOS TÍPICOS

Este método de reparación es usado si ninguno de las otras técnicas de reforzamiento es adecuada para la reparación o si la configuración de la estructura evita el uso de las otras técnicas. Los miembros complementarios son rápidamente instalados y por lo tanto son soluciones temporales de reparaciones de emergencia. Los nuevos miembros son generalmente instalados para soportar miembros seriamente agrietados y deflectados. Frecuentemente, el uso de este tipo de miembros puede ser la alternativa más económica.

19.5.3.- LIMITACIONES

La instalación de nuevas columnas o vigas restringirá el espacio dentro del BAY de la columna reparada. Una nueva columna obstruirá el pasaje, y unas nuevas vigas reducirían el alto de la habitación. Estéticamente, una nueva viga o columna será notoria. Podría ser necesario el uso de puntales transversales o de otros medios para proporcionar resistencia a fuerzas laterales si la estructura original no proporciona la resistencia necesaria.

Los miembros complementarios podrían causar una redistribución de las cargas y fuerzas que sobreesfuerzan un miembro existente.

19.5.4.- DETALLES DE INSTALACION

Los nuevos miembros complementarios podrían ser de madera, acero, concreto, o de albañilería, y deben ser anclados en posición de tal manera que las cargas sean transferidas a los nuevos miembros.

BIBLIOGRAFIA

1.- ASTM.- todas las Normas indicadas en el texto.

2.- NTP.- Todas las Normas indicadas en el texto.

3.- ASOCEM.- Boletines Técnicos.- Asociación de Productores de Cemento.

4.- Cement and Concrete Terminology.- ACI 116R-OO

5.- Contruction and Materials.- ACI 117R-90

6.- Guide for Thermal Properties of Concrete.-ACI 122R-O2

7.- Guide for Making a Condition Survey of Concrete in Service.- ACI 201-1R.92

8.- Guide to Durable Concrete.- ACI.201.2R-01

9.- Mass Concrete.- ACI 207.1R-96

10.- Practice for evaluation of concrete in existing massive structures for service conditions.- ACI 207.3R-94

11.- Cooling and insulated systems for mass concrete.- ACI 207.4R-93

12.- Prediction of creep, shinkage and temperature effecta in concrete structures.- ACI 209R-92

13.- Erosion of concrete in hydraulic structures.- ACI 209-92

14.- Compendium of case hisdtories of repair of erosion damage concrete iun Hydraulic structures.- ACI 210.1R-94

15.- Standard practice for selecting proportions for Normal, Heavyweight and mass concrete.- ACI 211.1-91

16.- Chemical admixtures for concrete.- ACI 212.3R-91

17.- Guide for use of Haigh-Range Water-Reducing Admixtures in Concrete.- ACI 212.4R-93

18.- Evaluation of Strength test results of concrete.- ACI 214R-02

19.- Guide for determining fire endurence od concrete elements.- ACI 216R-89

20.- Standard Method for determining fire resistance of concrete.- ACI 216.1-97

21.- State-of-the- art report on Alkali-Aggregate reactivite.- ACI 221.1R-98

22.- Provisional standard test method for water-soluble chloride available for corrosion of embedded steel in mortar and concrete using the soxhlet extractor.- ACI 222.1-96

23.- Protection of metals in concrete against corrosion.- ACI 222R-01

24.- Corrosion of Prestressing steels.- ACI 222.2R-01

25.- Control de craking in concrete structures.- ACI 224R-01

26.- Causes, evaluation, and repair of cracks in concrete structures.- ACI 224.1R-93

27.- Cracking of concrete members in direct tension.- ACI 224.2R-92

28.- In-Place Methods to estimate concrete strength.- ACI 228.1R-95

29.- Nondestructive test method for evaluation of concrete in structures.- ACI 228.2R-98

30.- Use of Raw or processed natural uzzolans in concrete.- ACI 232.1R-00

31.- Use of Fly Ash in concrete.- ACI 232.2R-96

32.- Grond Granulated Blast-Furnace Slag as a cementituos constituend in concrete.- ACI 233R-95

33.- Guide for the use of silica fume in concrete.- ACI 234R-96

34.- Specification for Structural Concrete.- ACI 301-99

35.- Hot Wheter Concreting ACI.- 305R-95

36.- Cold Whether Concreting.- ACI 306R-88

37.- Standard Specification fort Cold Weather Concreting,. ACI 306.1-90

38.- Desing and Construction of Reinforced Concrete.- ACI 307-98

39.- Identification and Control of Visible Effects of consolidation on Foirmed Concrete Susfaces.- ACI 309.2R-98

40.- Guide for Concrete Inspection.- ACI 311.4R-00

41.- Guide for Concrete Plant Inspection and Testing of Ready Mixed Concrete.- ACI 311.5R-02

42.- Buiding Code Requirements for Structural Concrete.- ACI 318-05

43.- Routine Maintenance of concrete bridges.- ACI 345.1R-92

44.- Concrete Structures for containment of hazardous materials.- ACI 350.2R-97

45.- Guide for desing for the desing and construction of fixed offshore concrete structures ACI 357R-84

46.- Guide for desing if durable parking structures.- ACI 362.1R-97

47.- Guide for structural maintenance of parking structures.- ACI 362.2R-00

48.- Guide for evaluation of concrete structures prior to rehabilitation.- ACI 364.1R-94

49.- Corrosion and repair of unbonded single strand tendons.- ACI 423.4R-98

50.- Fracture mechanics of concrete.- ACI 446.1R-91

51.- Use of epoxy compounds with concrete.- ACI 503R-93

52.- Guide for selection of polymer adhesives with concrete.- 503.5R-92

53.- Guide for sealing joints in concrete structures.- ACI 504R-90

54.- State-of-the-art report on fiber reinforced concrete.- ACI 544.1R-96

55.- Concrete Repair Guide.- ACI546R-96

56.- Guide for use of polymer in concrete.- ACI 548.1R-97

57.- Repair and Rehabilitation of concrete structures.- ACI-C-10

58.- Freezing and Thawing of concrete: Mechanism and Control.- ACI M-3

59.- Causes, mechanism, and control of cracking in concrete.- SP 20 ACI

60.- Temperature and concrete.- SP-25 ACI

61.- Durability of Concrete.- SP 47 ACI

62.- Corrosion of metals in concrete.- SP 49 ACI

63.- Repair ans restoration of concrete building.- ACI SCM1 - 82

64.- Concrete Technology.- D.F.Orchard.- 1962

65.- Dosificación de concretos normales y con aire incorporado.- Rivva Enrique.- Centro de Información Técnica.- 1962

66.- Concrete Corrosion, Concrete Protection.- Imre Biczok.- Hungarian Academy of Sciences.- 1964

67.- Empleo del agua de mar en la preparación del concreto.- Valdivia Wilfredo y Oré Domnino.- 1964.- UNI

68.- Utilización de las escorias de Chimbote en la preparación de cementos económicos.- Biondi Ana y Rodriguez Pilar.- 1965.- UNI

69.- Diseño de Mezclas.- Rivva Enrique.- Centro de Información Técnica.- 1965

70.- Empleo de la puzolana de Uchumayo como material de reemplazo del cemento en la elaboración de coincretos económicos.- Zevallos Antonio y Shiojama Enrique.- 1965.- UNI

71.- Efectos de un aditivos sobre las propiedades del concreto.- Icaza Vega Alberto.- 1965.- UNI

72.- Influencia del aire incorporado en las propiedades del concreto Rosas Jaime y Valerio Francisco.- 1966.- UNI

73.- Tecnología del Concreto.- Enrique Rivva. Laboratorio de Ensayo de Materiales.- UNI.- 1966

74.- Investigación del fenómeno de la fisuración por contracción impedida en la pasta de cemnto y en el concreto simple.- Sánchez Eva y Tovar Catalina.- UNI.- 1966

75.- Efectos de un aditivo acelerante de fragua sobre las propiedades del concreto.- Chang Jorge y Alcántara Carlos.- UNI.- 1966

76.- Propiedades físicas y químicas de los cementos peruanos.- Pérez Alicia y Adrianzen Huamán.- 1967

77.- Concretos Especiales.- Enrique Rivva.- Centro de Información Técnica.- 1967

78.- Concretos densos de baritina protectores contra radiaciones atómicas.- Alcedo Ramón y Arteaga Carlos.- UNI.- 1967

79.- Efectos del cloruro de calcio sobre la resistencia y módulo de elasticidad del concreto.- Kuroiwa Carmen y Tejada Elena.- UNI.- 1967

80.- Efectos de un aditivo plastificante en el concreto normal.- Chang Virgilio y Ibarguen Tomás.- UNI.- 1967

81.- Aplicación de las resinas epoxy en moreteros y concretos de cemento portland.- Tanaka Francisco y Salguero Marcelino.- UNI.- 1967

82.- Puesta en Obra.- Rivva Enrique.- Centro de Información Técnica.- 1967

83.- Curso de Tecnología del Concreto.- Rivva Enrique.- LEM-UNI.- 1967

84.- Introducción al Diseño de Mezclas.- Rivva Enrique.- Centro de Información Técnica.- 1968

85.- El comportamiento del concreto con el empleo de un reductor de agua-controlador de fragua.- Delos Ríos Alfonso y Figari Augusto.- UNI.- 1969

86.- Fabricación del Concreto.- Enrique Rivva.- Centro de Información Técnica.- 1969

87.- Dosificación de concretos normales y con aire incorporado.- Rivva Enrique.- Centro de Información Técnica.- 1969

88.- Algunas variables que afectan los concretos de alta y mediana resistencia.- Baanante Federico.- UNI.- 1973

89.- Inspección de Obras de Concreto.- Rivva Enrique.- LEM-UNI.- 1975

90.- Influencia de la incorporación de fibra de vidrio sobre las propiedades del concreto.- Gutierrez Juan.- UNI.- 1976

91.- Tensile Properties of álcali-resistant glass fiber reinforced mortar.- Alva Jorge.- MIT.- 1976

92.- Concrete Technology and Practice.- W.H.Taylor.- 1977

93.- Estudio analítico de la escoria del alto horno de la Siderúrgica de Chimbote para la producción de cemento con escorias.- Ludeña David.- 1977

94.- Influecia de la adición de viruta metálica en el comportamiento del concreto.- Li Wong Luis.- UNI.- 1977

95.- Estudio de las escorias de cobre de Centromín para su uso en cementos económicos.- Castillo Guillermo.- UNI.- 1977

96.- Aggregates for Concrete.- ACI E1-78

97.- Introducción Teorica al diseño de concreto para reactores nucleares.- Orjeda Zoila María.- UNI.- 1979

98.- Concrete Manual.- Bureau of Reclamation.- 1979

99.- Elaboración del concreto y sus aplicaciones.- L.J.Murdock.- 1980

100.- Basic Steps of concrete repair program.- Joseph Weddell.- 1980

101.- Practical quality control for concrete.- Joseph Weddell.- Mc Graw Hill Book Company.- 1980

102.- Efectos del cloruro de sodio sobre las propiedades del concreto.- Guerra Julio.- UNI.- 1981

103.- Concreto impregnado de polímero.- Urutía Patricia.- UNI.- 1982

104.- Corrosión del Concreto por ataque de sulfatos.- Enrique Rivva.- TECNIA-1983

105.- Resistencia a la Congelación.- Enrique Rivva.- Laboratorio de Ensayo de Materiales.- UNI.- 1983

106.- El uso del concreto como protector biológico.- Ticona Juan.- UNI.- 1983

107.- Concreto pesado de baritina y serpentina.- Fuentes Elder.- UNI.- 1983

108.- Proyecto de reglamento de construcciones de concreto.- Siu Julia.- UNI.- 1984

109.- Recomendaciones de Diseño en el proceso de congelación del concreto.- Enrique Rivva.- Laboratorio de Ensayo de Materiales.- UNI.- 1984

110.- Criterios en el Control de calidad del concreto.- Enrique Rivva.- Centro de Información Técnica.-1986

111.- Estudio y solución a la problemática del concretado en el Trapecio Andino.- Jaime Lamdman Lamdman.- 1987

112.- Características y comportamiento de concretos preparados con cemento Pacasmayo.- Mejia Ketty.- UNI.- 1987

113.- Características y comportamiento de concretos prepaados con cemento Yura.- Gómez Enrique.- UNI.- 1987

114.- Influencia de los superplastificantes en las propiedades del concreto.- Bless Eduardo.- UNI.- 1987

115.- Recomendaciones para el proceso de puesta en obra de estructuras de concreto.- Rivva Enrique.- CONCYTEC.- 1987

116.- Características y comportamiento del Supercemento puzolánico Atlas.- Coquis Rubén.- UNI.- 1988

117.- Características y comportamiento de concretos preparados con cemento Rumi.- Guzmán Clara.- UNI.- 1989

118.- Norma Técnica de Edificación E.060.- ININVI.- 1989

119.- Especificaciones Técnicas Generales de las obras de Concreto Simple y Concreto Armado.- Rivva Enrique.- ININVI.- 1989

120.- Efectos del aditivo Plastocrete 161 sobre las propiedades del concreto utilizando cemento Sol Tipo I y el Supercemnento Puzolánico ATLAS.- Cabrera Hernán.- 1989

121.- Especificaciones para la construcción de edificaciones de concreto armado en zonas de baja temperatura de la sierra peruana.- María del Rosario Villanueva Díaz.- UNI.- 1990

122.- Concretos de Alta Resistencia.- Aire Untiveros Carlos.- UNAM.- 1991

123.- Efectos del perfil del agregado grueso sobre las propiedades de los concretos preparados empleando cementos puzolánicos.- Ramos Sonia.- UNI.- 1992

124.- Efectos del aditivo plastificante acelerante Sikacrete sobre las propiedades del concreto.- Yanque Marisol.- UNI.- 1992

125.- Diseño de Mezclas.- Rivva Enrique.- Centro de Información Técnica.- 1992

126.- Influencia de la interacción cemento puzolánico-agua de mar sobre las propiedades del concreto.- Guffianti Vnna.- UNI.- 1993

127.- Efectos del aditivo Plastocrete 161R sobre las propiedades del concreto.- Bautista Liliana.- UNI.- 1993

128.- Durabilidad del Concreto.- Avila María.- UNI.- 1993

129.- Efectos del aire incorporado en las propiedades del concreto preparado con el Supercemento Atlas Puzolánico Tipo IP.- Vasrgas Irma.- UNI.- 1994

130.- Concretos de Alta Resistencia empleando el Superplastificante PSP-N2.- Tello Rafael.- UNI.- 1994

131.- Incorporación del aditivo micro-sílice F-100 T DRY EMSAC y el superplastificante PSP-N2-PROTEC para la obtención de concretos de alta resistencia.-Vargas Edy.- UNI.- 1994

132.- Relación agua-cemento-resistecia en concretos preparados con cemento puzolánico.- López Danitza.- UNI.- 1994

133.- Concretos preparados a base de microsílice y cemento puzolánico.- Requena Elías.- UNI.- 1994

134.- Morteros a base de resinas epóxicas.- Aliaga Elvia.- UNI.- 1994

135.- Patología y Terapeutica del Hormigón Armado.- Fernandez Canovas.- España.- 1994

136.- Requerimientos del Cemento en los Reglamentos de Construcción.- Gozáles de la Cotera Manuel.- Asocen.- 1996

137.- Patología de Estructuras de Concreto rmado y Pretensado.- Calavera José.- INTEMAC.- España.- 1996

138.- Reglamento Nacional de Construcciones.- Perú.- 1997

139.- Efectos del aditivo SIKA RAPIC-I sobre las propiedades del concreto.- Martínez Irma.- UNI.- 1998

140.- Curado del concreto.- Soto Patricia.- UNI.- 1998

141.- Concretos de alta resistencia empleando la microsílice "Sikacrete 950" y el Superplastificante "Sikament FF-86".- Alvárez José.- UNI.- 1998

142.- La corrosión del concreto en ambiente marino.- Gonzáles de la Cotera Manuel.- Asocen.- 1998

143.- Patología de las Cimentaciones.- Casabonne Carlos.- Capítulo Peruano del ACI.- 1998

144.- Efecto del Cloruro de Sodio en las propiedades del concreto.- Vera Jenny.- UNI.- 1999

145.- Patología del Concreto.- Rivva Enrique.- Capítulo Peruano ACI.- 1999

146.- Corrosíon en estructuras de concreto armado: Prevención y Reparación.- Arango Julio.- Capítulo Peruano ACI.- 1999

147.- Tópicos de Tecnología del Concreto.- Pasquel Enrique.- CIP.- 1999

148.- Naturaleza y materiales del concreto.- Rivva Enrique.- Capítulo Peruano del ACI.- 2000

149.- Diseño en Concreto Armado.- Morales Roberto.- Capítulo Peruano del ACI.- 2000

150.- Manual de diagnosis e intervención en estructuras de hormigón armado.- Col-Legi d´ Aparecladors oi Arquitectes Tecnics de Barcelona.- España.- 2000

151.- Durability of Concrete.- Fith Internacional Conference.- Barcelona.- España.- ACI SP-192.- 2000

152.- Concretos de Alta Resistencia.- Rivva Enrique.- ICG.- 2002

153.- Investigación del concreto de alta resistencia.- Morales Patricia.- UNI.- 2000

154.- Durabilidad y Patología del Concreto.- Sánchez de Guzmán Diego.- Asocreto.- 2002

155.- Estudio de la variación de la resistencia en compresión de concretos de alta resistencia debido al curado en laboratorio y bajo condiciones de obra.- Amaro Ivan.- UNI.- 2002

156.- Durabilidad del concreto y de las armaduras.- Vuotto Diego.- Centro Argentino de Ingenieros.- 2003

157.- Control del Concreto en Obra.- Rivva Enrique.- ICG.- 2004

158.- Shorcrete reforzado con fibras de acero.- Cano Taipe Alex Fabián.- 2004

159.- Supervisión de Obras de Concreto en Edificaciones.- UNI.- Ascue Yendo Cristabell.- 2005

160.- Pavimentos de Concreto.- Padilla Garibay Diana.- UNI.- 2005

161.- Aditivos y adiciones minerales para el concreto.- UNI.- Gomero Cervantes Berta Wendy.- 2005

162.- Estudio de las propiedades reológicas de diferentes tipos de cemento con distintos superplastificantes.- Tineo Jenny.- UPCH.- 2005

PATOLOGIA DEL CONCRETO

INDICE SINTETICO

CAPITULO 1.-	**DURABILIDAD .....**	**5**
CAPITULO 2.-	**ESTRUCTURA Y MICROESTRUCTURA .....**	**15**
CAPITULO 3.-	**ESPECIFICACIONES DEL CONCRETO .....**	**33**
CAPITULO 4.-	**PATOLOGIA DEL CONCRETO .....**	**45**
CAPITULO 5.-	**PROTECCION DEL ACERO DE REFUERZO ..... …..**	**54**
CAPITULO 6.-	**PRODUCCION Y CONTROL DE CALIDAD .....**	**57**
CAPITULO 7.-	**ATAQUES FISICOS .....**	**72**
CAPITULO 8.-	**ATAQUES QUIMICOS POR ACIDOS, SALES Y BASES**	**93**
CAPITULO 9.-	**ATAQUE QUIMICO POR SUSTANCIAS ORGANICAS**	**169**
CAPITULO 10.-	**ATAQUES QUIMICOS POR OTROS COMPUESTOS ... ….**	**176**
CAPITULO 11.-	**PROTECCION CONTRA ATAQUES QUIMICOS .....**	**178**
CAPITULO 12.-	**ATAQUES BIOLOGICOS ....**	**208**
CAPITULO 13.-	**ATAQUES POR CONGELACION ....**	**222**
CAPITULO 14.-	**ATAQUES POR AGUA .....**	**336**
CAPITULO 15.-	**ATAQUES POR GASES .....**	**374**
CAPITULO 16.-	**ATAQUES POR REACCION CEMENTO-AGREGADO…**	**408**
CAPITULO 17.-	**ATAQUES POR DESGASTE SUPERFICIAL .....**	**552**
CAPITULO 18.-	**ATAQUES POR ALTAS TEMPERATURAS ....**	**599**
CAPITULO 19.-	**ATAQUES POR CORROSION .....**	**676**
CAPITULO 20.-	**INSPECCION, EVALUACION Y DIAGNOSTICO.....**	**823**
CAPITULO 21.-	**EVALUACION ……..**	**848**
CAPITULO 22.-	**RECUBRIMIENTOS Y PROTECCION DEL CONCRETO**	**877**
CAPITULO 23.-	**REPARACION DEL CONCRETO ……**	**905**

BIBLIOGRAFIA…….. 970
INDICE …….. 973

INDICE GENERAL

CAPITULO 1.- DURABILIDAD

1.- CONCEPTO 5
2.- LA DURABILIDAD EN LA FASE DEL PROYECTO 6
3.- LA DURABILIDAD EN LA FASE DE EJECUCION ..... ……. 7
3.1.- Selección de la forma estructural
4.- PRESCRIPCIONES SOBRE EL CONCRETO 9
5.- COSTO DE LA DURABILIDAD 10
6.- CONCEPTO DE VIDA UTIL 11
7.- AGRESIVIDAD DEL MEDIO AMBIENTE 12
8.- FACTORES QUE AFECTAN EL PROCESO DE DETERIORO 13
8.1.- La humedad
8.2.- La temperatura
8.3.- La presión

CAPITULO 2.- ESTRUCTURA Y MICROESTRUCTURA DEL CONCRETO

1.- COMPOSICION 15
1.1.- Cemento
1.2.- Agua
1.3.- Agregados
1.4.- Aditivos
1.5.- Adiciones
1.6.- Fibras
2.- DOSIFICACION 21
3.- COMPACIDAD DEL CONCRETO 21
4.- POROSIDAD 22
4.1.- Definición
4.2.- Poros de aire ó microporos
4.3.- Poros capilares

4.4.- Poros gel
4.5.- Importancia
5.- ABSORCION 24
6.- POROSIDAD FUNDAMENTAL O ABIERTA 24
7.- PERMEABILIDAD 24
8.- HERMETICIDAD 26
9.- INTERACCION POROS-MEDIO AMBIENTE 26
9.1.- Concepto General
9.2.- Interacción poros-agua
10.- MECANISMO DE TRANSPORTE 28
10.1.- Transporte en el aire húmedo
10.2.- Transporte del agua por lluvia o salpicaduras
10.3.- Transporte por inmersión
11.- MECANISMO DE DAÑO 30
11.1.- Acciones fisicas
11.2.- Acciones Mecánicas
11.3.- Acciones Químicas
11.4.- Acciones Biológicas
12.- DISEÑO Y DOSIFICACION DE MEZCLAS DE CONCRETO ..... ….. 31

CAPITULO 3 ESPECIFICACIONES DEL CONCRETO PARA ATAQUES

1.- ASPECTOS GENERALES 33
2.- CICLOS DE HUMEDECIMIENTO Y SECADO ..... … 33
3.- CICLOS DE CONGELACION Y DESHIELO 34
4.- ACCIONES MECANICAS 35
4.1.- Riesgo Estético
4.2.- Riesgo Psicológico
4.3.- Riesgo de afectación de la durabilidad
5.- FISURAS POR SOBRECARGAS 36
6.- VIBRACIONES EXCESIVAS 37
7.- DAÑOS POR ABRASION 38
7.1.- Especificaciones para pisos
7.2.- Especificaciones para pavimentos
7.3.- Especificaciones para erosión por abrasión
7.4.- Especificaciones para erosión por cavitación
8.- ACCIONES QUIMICAS 39

8.1.- Especificaciones para el ataque por ácidos
8.2.- Especificaciones para lixiviación por aguas blandas
8.3.- Especificaciones para la carbonatación
8.4.- Especificaciones para el ataque por sulfatos
8.5.- Especificaciones para la reacción álcali-agregado
9.- ACCIONES BIOLOGICAS 43

CAPITULO 4.- PATOLOGIA DEL CONCRETO

1.- DEFINICION Y ALCANCE 45
2.- MUESTREO DEL CONCRETO 47
3.- ACEPTACION DEL CONCRETO 48
4.- CONTROL DE CALIDAD DEL ACERO DE REFUERZO 49
5.- MUESTREO DEL ACERO DE REFUERZO 50
6.- INSPECCION Y ENSAYO 50
7.- COLOCACION Y COMPACTACION DEL CONCRETO 51
8.- CURADO EFECTIVO DEL CONCRETO 52

CAPITULO 5.- PROTECCION DEL ACERO DE REFUERZO ..... …. 54

1.- ALCANCE 54
2.- MATERIALES Y CONSERVACION 55
3.- RECUBRIMIENTO DEL ACERO DE REFUERZO-..... 55

CAPITULO 6.- PRODUCCION Y CONTROL DE CALIDAD

1.- PRODUCCION DEL CONCRETO 57
2.- COMPROBACION DE CARACTERISTICAS DEL CONCRETO 57
2.1.- Preservación
2.2.- Restauración
2.3.- Reparación
2.4.- Rehabilitación
2.5.- Reforzamiento
3.- FENOMENOS DE ENVEJECIMIENTO Y DETERIORO 59
4.- FACTORES QUE AFECTAN LA APARIENCIA 59
4.1.- Polución del medio ambiente
4.2.- Cultivos biológicos

4.3.- Eflorescencias
5.- MECANISMOS DE DETERIORO 62
5.1.- Meteorización
5.2.- Decoloración y manchado
5.3.- Lixiviación
5.4.- Reacciones deletereas
5.5.- Expansión
5.6.- Desviación del acero de refuerzo
6.- FISURAS DE LAS ESTRUCTURAS DE CONCRETO 64
6.1.- Fallas durante la concepción y el diseño
6.2.- Fallas por materiales
6.3.- Fallas por construcción
6.4.- Fallas por operación de las estructuras
6.5.- Fallas por falta de mantenimiento

CAPITULO 7.- ATAQUES FISICOS

1.- INTRODUCCION 72
2.- CAMBIOS VOLUMETRICOS EN ESTADO PLASTICO 72
2.1.- Fisuras Plàsticas
2.2.- Asentamiento plàstico
2.3.- Contracción Plástica
3.- MOVIMIENTOS DURANTE LA CONSTRUCION 77
3.1.- Movimiento de la base
3.2.- Movimiento del encofrado
3.3.- Fisuras por heladas tempranas
3.4.- Cambios volumétricos en estado endurecido
3.5.- Fisuras por cambios de humedad
3.6.- Fisuras por cambios de temperatura
4.- ATAQUES POR FUEGO 88
4.1.- Resistencia a la penetración de la llama
4.2.- Resistencia a la transmición de calor
4.3.- Microfisuras y cuarteaduras en mapa
4.4.- Delaminación y descascaramiento
4.5.- Desintegración por fatiga
5.- CAMBIOS EN LA MASA ENDURECIDA 92

CAPITULO 8.- ATAQUES QUIMICOS POR ACIDOS, SALES Y BASES

1.- INTRODUCCION 93

2.- ATAQUE POR ACIDOS 94

- **2.1.- Alcance**
- **2.2.- Características del ataque**
- **2.3.- Factores que influyen en el ataque**
- **2.4.- Mecanismo del ataque por ácidos**
- **2.5.- Ataque por ácidos inorgánicos**
- **2.6.- Ataque por ácidos orgánicos**
- **2.7.- Aceites y grasas vegetales y animales**
- **2.8.- Recomendaciones**
- **2.9.- Conclusiones**

3.- ATAQUE POR BASES 111

- **3.1.- Resumen**
- **3.2.- Mecanismo de ataque**

4.- LIXIVIACION 113

- **4.1.- Aspectos generales**

5.- CARBONATACION 114

6.- ATAQUE POR SALES 116

- **6.1.- Aspectos generales**
- **6.2.- Mecanismo de ataque**
- **6.3.- Ataque por sulfatos**
- **6.4.- Estudios sobre la resistencia a los sulfatos**
- **6.5.- Eñ cemento y la resistencia a los sulfatos**
- **6.6.- Proporcionamiento y uniformidad de las adiciones**
- **6.7.- Investigaciones complementarias**
- **6.8.- Condiciones de suelo y aguas subterraneas**
- **6.9.- Recomendaciones generales**

7.- ATAQUE POR CLORUROS 148

- **7.1.- Introducción**
- **7.2.- El proceso y sus agentes**
- **7.3.- El medio ambiente**
- **7.4.- Estructuras dañadas**
- **7.5.- Otras reacciones**
- **7.6.- Esquemas de reparación**
- **7.7.- Conclusiones**

CAPITULO 9.- ATAQUE QUIMICO POR SUSTANCIAS ORGANICAS

1.- ALCANCE 169
2.- AZUCAR 169
3.- ACEITE 170
3.1.- Aceites vegetales
3.2.- Grasas y ácidos de origen animal
3.3.- Aceites minerales
4.- DIVERSOS 173

CAPITULO 10.- ATAQUE QUIMICO POR OTROS COMPUESTOS

1. SALES Y ALCALIS EN SOLUCION 176
2.- COMPUESTOS INORGANICOS 177
3.- LLUVIA ACIDA 177

CAPITULO 11.- PROTECCION CONTRA ATAQUES QUIMICOS

1.- ASPECTOS GENERALES 178
2.- PAPEL DE ADITIVOS Y ADICIONES 180
2.1.- Lixiviación
2.2.- Ataque por sulfatos
2.3.- Ataque por ácidos
2.4.- Resumen
ANEXO 1.- SUSTANCIAS QUE ATACAN AL CONCRETO 186
ANEXO 2.- CONTROL EMPLEANDO MICROSILICE 189
ANEXO 3.- CONTROL EMPLEANDO PUZOLANA 200

CAPITULO 12.- ATAQUES BIOLOGICOS

1.- ALCANCE 208
2.- CONCEPTO DE BIORECEPTIVIDAD 209
3.- BIOCAPA 211
4.- MECANISMOS DE DETERIORO BIOLOGICO 213
5.- CLASIFICACION DE LOS MICROORGANISMOS 214
5.1.- Bacterias

5.2.- Ataques al concreto
6.- HONGOS 216
7.- ALGAS, LIQUENES, MUSGO 219
8.- PERFORADORES DE ROCA 220

CAPITULO 13.- ATAQUES POR CONGELACION

1.- RESUMEN 222
2.- INTRODUCCION 247
3.- IMPORTANCIA DEL GRADO DE SATURACION 249
4.- MECANISMO DE LA DESINTEGRACION 251
5.- CONGELACION DEL AGUA EN LA PASTA 253
5.1.- Introducción
5.2.- Mecanismo de congelación
5.3.- Consideraciones adicionales
6.- CONGELACION DEL AGUA EN EL AGREGADO 257
6.1.- Historia
6.2.- Consideraciones Generales
6.3.- Mecanismo de ataque
6.4.- Acomodo Elástico
6.5.- Tamaño crítico del agregado
6.6.- Expansión del agua del agregado
6.7.- Agua tomada de la pasta circundante
6.8.- Expulsión del agua en el agregado
6.9.- Efectos en el concreto
6.10.- Consideraciones finales en el agregado
7.- CONGELACION DEL CONCRETO ENDURECIDO 267
7.1.- Congelación
7.2.- Causas de deterioro
7.3.- Deterioro de estructuras hidràulicas
7.4.- Otras estructuras
8.- ENSAYOS DE RESISTENCIA A LA CONGELACION 277
8.1.- Ensayo del sulfato de sodio o potasio
8.2.- Ensayos no confinados
8.3.- Ensayos de congelación y deshielo
8.4.- Ensayo por el Método de Dilatación
8.5.- El caso Peruano

9.- REQUERIMIENTOS Y RECOMENDACIONES 281

9.1.- Aspectos Generales

9.2.- Diseño Estructural

9.3.- Exposición a la humedad

9.4.- Materiales cementantes

9.5.- Agregados

9.6.- Contenido de aire incorporado

9.7.- Relación agua-cementante

9.8.- Madurez

9.9.- Practicas Constructivas

ANEXO 1.- AIRE INCORPORADO 299

ANEXO 2.- ATAQUES POR TEMPERATURAS MUY BAJAS 332

ANEXO 3.- MICROSILICE Y CONTROL 334

ANEXO 4.- SINTESIS 351

CAPITULO 14.- ATAQUES POR AGUA

1.- ALCANCE 361

2.- CONCRETO Y AGUA 362

3.- AGUAS PURAS 364

4.- AGUAS CASI PURAS 365

4.1.- Aspectos Generales

4.2.- Mecanismo de ataque

5.- AGUAS ACIDAS 367

6.- AGUA DE PANTANO 368

7.- AGUA DE MAR 369

7.1.- Aspectos Generales

7.2.- Formas de ataque

7.3.- Efecto de cloruros y sulfatos

7.4.- Mecanismo de ataque

7.5.- Permeabilidad

7.6.- Acción sobre el acero de refuerzo

7.7.- Experiencia de Obra

7.8.- Empleo de los cementos combinados

7.9.- Aspectos Constructivos

7.10.- Comentario Final

8.- AGUA POTABLE Y DE DESAGUES 380
8.1.- Agua Potable
8.2.- Agua de Desague
9.- EFECTOS CORROSIVOS METALICOS DEL AGUA 387
10.- CORROSION BACTERIANA DEL AGUA 388
10.1.- Corrosión Anaerobica
10.2.- Corrosión Aerobia
11.- LEXIVIACION 397

CAPITULO 15.- ATAQUES POR GASES

1.- RESUMEN 399
2.- CONCEPTO DE CARBONATACION 400
2.1.- Concepto General
2.2.- Mecanismo de la Reacción
2.3.- Formas de Carbonatación
2.4.- Factores que afectan la carbonatación
2.5.- Efecto de la carbonatación sobre el concreto
2.6.- Medidas Preventivas
2.7.- Carbonatación en pisos y pavimentos
2.8.- Recubrimiento del concreto
2.9.- Estrategias de reparación y protección
3.- ANHIDRIDO SULFUROSO 431
3.1.- Concepto General

CAPITULO 16.- REACCIONES CEMENTO-AGREGADO

1.- RESUMEN 433
2.- ALCANCE 434
3.- PERPECTIVA HISTORICA 437
3.1.- Reacción álcali-agregado
3.2.- Reacción álcali-agregado carbonatado
4.- REACCION ALCALI-SILICE 440
4.1.- Historia
4.2.- Manifestaciones del deterioro
4.3.- Mecanismo de la reacción ASR
4.4.- Petrografia del agregado reactivo

4.5.- Medidas para prevenir la ASR
4.6.- Evaluación del potencial de expansión
4.7.- Ensayos en concreto endurecido
4.8.- Recomendaciones Institucionales
4.9.- Recomendaciones Finales
5.- REACTIVIDAD ALCALI-CARBONATO
5.1.- Apreciación
5.2.- Indicadores en el campo
5.3.- Mecanismos de la reactividad ACR
5.4.- Evidencia microscòpica de la ACR
5.5.- Proceso álcali-carbonato
5.6.- Medidas para prevenir la reactividad ACR
5.7.- Métodos para evaluar la reactividad ACR
6.- REACCION CEMENTO-AGREGADO 564
6.1.- Historia
6.2.- Mecanismo de la Reacción
6.3.- Medidas Correctivas
7.- AGREGADOS CONTAMINADOS 567
7.1.- Carbón
7.2.- Zeolita
7.3.- Yeso
7.4.- Alúmina Mineral
7.5.- Vidrios Artificiales
7.6.- Cal Anhidra
7.7.- Pirita
7.8.- Periclasa
7.9.- Marcasita
7.10.- Alcalis sueltos
8.- EVALUACION Y REPARACION DE ESTRUCTURAS 570
8.1.- Introducción
8.2.- Evaluación de Estructuras
8.3.- Métodos y materiales de reparación

CAPITULO 17.- ATAQUE POR DESGASTE SUPERFICIAL

1.- RESUMEN 577
2.- DEFINICIONES 578

2.1.- Ataques por erosión
2.2.- Desgaste por cavitación
2.3.- Ataques Químicos
3.- CONCEPTO DE EROSION POR ABRASION 578
3.1.- Daños al concreto
3.2.- Factores que favorecen la erosión por abrasión
3.3.- Tratamiento superficial de pisos
3.4.- Resistencia al deslizamiento
3.5.- Tratamiento superficial de pisos existentes
3.6.- Determinación de la resistencia a la abrasión
4.- EROSION POR CAVITACION 595
4.1.- Definición
4.2.- Causas de la cavitación
4.3.- Mecanismo de cavitación
4.4.- Daños por cavitación
5.- CONTROL DE LA EROSION 599
5.1.- Control de la erosión por abrasión
5.2.- Control de la erosión por cavitación
6.- MANTENIMIENTO Y REPARACION 612
6.1.- Inspecciones períodicas y evaluación
6.2.- Métodos de reparación y materiales

CAPITULO 18.- ATAQUE POR ALTAS TEMPERATURAS

1.- ALCANCE 624
2.- INTRODUCCION 624
3.- PROPIEDADES TERMICAS DEL CONCRETO 629
3.1.- Concepto General
3.2.- Definición
3.3.- Entalpía
3.4.- Coeficiente de expansión térmica
3.5.- Calor específico
3.6.- Calor latente
3.7.- Conductividad térmica
3.8.- Coeficientes de conductividfad térmica
3.9.- Difusividad térmica
3.10.- Utilidad del conocimiento

4.- TIPOS DE EXPOSICION A TEMPERATURAS ELEVADAS 635

4.1.- Consideraciones generales

4.2.- Papel del agregado

5.- MECANISMO DE ATAQUE 637

6.- EFECTOS DE LA EXPOSICION TERMICA 640

6.1.- Consideraciones generles

6.2.- Agregado

6.3.- Pasta

6.4.- Mortero

6.5.- Concreto

6.6.- Exposición a temperaturas elevadas

7.- EFECTOS DE LA CONDUCTIVIDAD ELECTRICA 650

7.1.- Concepto General

7.2.- Agregado

7.3.- Pasta

7.4.- Mortero y Concreto

7.5.- Exposición a temperaturas elevadas

7.6.- Conclusiones

8.- EL COMPORTAMIENTO DE LOS MORTEROS 658

9.- EL COMPORTAMIENTO DEL CONCRETO 658

9.1.- Consideraciones generales

9.2.- Efecto de los cambios de temperatura

9.3.- Inspección visual y ensayos no destructivos

9.4.- Efecto sobre algunas propiedades

9.5.- Resistencia al fuego del concreto

9.6.- Concretos reforzados con fibras

10.- RESISTENCIA POR ADHERENCIA .....

11.- ESTUDIOS EFECTUADOS 677

11.1.- Estudios de Zoldners

11.2.- Estudios de Malhotra

11.3.- Estudios de Seamamank y Washa

11.4.- Estudios de Michell y Meyers

11.5.- Estudios de Lea y Stradling

11.6.- Estudios de Crowley

11.7.- Estudios de Harada

11.8.- Estudios de Pihleo

11.9.- Estudios de Walker, Bloem y Mullen

11.10.- Estudios de Normove
12.- EFECTOS SOBRE LA RESISTENCIA EN COMPRESION 686
13.- EFECTOS SOBRE EL CONTENIDO DE HUMEDAD 687
14.- CONCRETO RESISTENTE AL CALOR 690
15.- CONCRETOS DE ALTA RESISTENCIA 693
16.- CONCRETOS REFRACTARIOS 695
17.- ESTUDIOS DE BARRAGAN 695
18.- CONCLUSIONES 698

CAPITULO 19.- ATAQUES POR CORROSION

1.- INTRODUCCION 701
2.- GENERALIDADES 702
2.1.- Alcance
2.2.- Papel del concreto
2.3.- Causas
2.4.- Estado del arte
2.5.- Efectos de la corrosión
3.- MECANISMOS DE CORROSION DEL ACERO EN CONCRETO 708
3.1.- Introducción
3.2.- Principios de corrosión
3.3.- Barras de refuerzo
3.4.- Concreto armado en agua de mar
4.- FACTORES QUE FAVORECEN LA CORROSION 734
4.1.- Grietas
4.2.- Carbonatación
4.3.- Reacciones internas o externas
4.4.- Corrientes vagabundas
4.5.- Celdas de corrosión
4.6.- Cloruro de calcio
4.7.- Sales solubles
4.8.- Permeabilidad
5.- REVESTIMIENTO DEL CONCRETO 744
5.1.- Cemento y Adiciones
5.2.- Relación agua-material cementante
5.3.- Agregados
5.4.- Condiciones de curado

6.- INHIBIDORES DE LA CORROSION 747

6.1.- Introducción

6.2.- La corrosión y su control

7.- CORROSION DE OTROS METALES EMBEBIDOS 749

7.1.- Acero normal

7.2.- Acero preforzado

7.3.- Aluminio

7.4.- Plomo

7.5.- Cobre y sus aleaciones

7.6.- Zinc

7.8.- Plàsticos

7.9.- Madera

7.10.- Sumario

8.- PROTECCION CONTRA CORROSION ESTRUCTURAS NUEVAS 755

8.1.- Introducción

8.2.- Diseño y prácticas constructivas

8.3.- Mètodos para evitar el ingreso de fuentes externas

8.4.- Mètodos para el control de la corrosión

9.- IDENTIFICACION DE AMBIENTES CORROSIVOS 776

9.1.- Introducción

9.2.- Evaluación de la condición de la estructura

9.3.- Métodos para evaluar la corrosión

9.4.- Métodos de ensayo para la evaluación del concreto

10.- MEDIDAS DE PREVENCION Y CORRECCION 799

10.1.- Aspectos Generales

10.2.- Permeabilidad

10.3.- Dosificación de la mezcla

10.4.- Prácticas constructivas

10.5.- Curado

10.6.- Recubrimiento del acero

10.7.- Buen drenaje

10.8.- Limitación del contenido de cloruros

10.9.- Elementos que sobresalen

11.- MEDIDAS DE REPARACION 805

11.1.- Generalidades

11.2.- Aplicaciones

11.3.- La reparación y sus límites

12.- RESUMEN 811

ANEXO 1.- CORROSION DEL ACERO PRESFORZADO 814

ANEXO 2.- RECUBRIMIENTOS PROTECTORES 824

ANEXO 3.- INHIBIDORES DE LA CORROSION 832

ANEXO 4.- PROTECCION CATODICA 845

CAPITULO 20.- INSPECCION, EVALUACION Y DIAGNOSTICO

1.- INTRODUCCION

2.- INVESTIGACION PRELIMINAR

2.1.- Antecedentes

3.- SELECCION DE RECURSOS PARA LA INSPECCION

3.1.- Inspección Visual

3.2.- Mediciones

3.3.- Ascultación de Estructuras

3.4.- Exploración

3.5.- Extracción de muestras

4.- INFORME PRELIMINAR

5.- INVESTIGACION PROFUNDA O DETALLADA

5.1.- Documentación del Proyecto

5.2.- Examen de la Estructura

5.3.- Ensayos a la estructura y toma de muestras

5.4.- Extracción de muestras

5.5.- Extracción de muestras de polvo

5.6.- Extracción de probetas del acero de refuerzo

5.7.- Ensayo y anàlisis de las muestras

5.8.- Evaluación Estructural

6.- INFORME FINAL

CAPITULO 21.- EVALUACION

1.- INTRODUCCION 848

2.- DEFINICIONES.....

3.- PROPOSITOS Y ALCANCES .....

4.- INVESTIGACION PRELIMINAR .....

4.1.- Introducción

4.2.- Alcance y metodología

4.3.- Resultados
5.- INVESTIGACION DETALLADA
5.1.- Introducción
5.2.- Documentación
5.3.- Observaciones en obra
5.4.- Muestreo y Ensayo de materiales
5.5.- Evaluación del concreto
5.6.- Evaluación del acero de refuerzo.
5.7.- Evaluación
6.- DOCUMENTACION
6.1.- Información de diseño
6.2.- Información de los materiales
6.3.- Información sobre la construcción
6.4.- Historial de servicio
7.- OBSRVACIONES EN OBRA
7.1.- Introducción
7.2.- Preparación y planeamiento 868
7.3.- Verificación en el campo de la construcción
7.4.- Evaluación de la condición 869
7.5.- Condiciones potencialmente peligrosas..... 871

8.- ENSAYO Y EVALUACION FINAL 871
8.1.- Tecnicas de muestreo .
9.- EVALUACION DE COSTOS 873
10.- INFORME FINAL 874
10.1.- Introducción
10.2.- Propósito y alcance de la investigación
10.3.- Documentación existente
10.4.- Observación de campo
10.5.- Evaluación
10.6.- Resultados y recomendaciones
10.7.- Plan de acción

CAPITULO 22.- RECUBRIMIENTO Y PROTECCION DEL CONCRETO

1.- GENERALIDADES 877
2.- SISTEMA DE BARRERA PROTECTORA 878

2.1.- Material de barrera
2.2.- Interfase concreto-barrera
2.3.- Imperfecciones del concreto
2.4.- Selección de un sistema de barreras protectoras
2.5.- Efectos de la humedad
2.6.- Inflencia del medio ambiente sobre la adherencia
2.7.- Encapsulación del concreto
3.- SISTEMAS DE PROTECCION 884
3.1.- Tratamiento de superficie
3.2.- Sellantes de juntas
3.3.- Protección catódica
4.- CONSIDERACIONES FINALES 901

CAPITULO 23.- REPARACION DEL CONCRETO

1.- INTRODUCCION 905
2.- METODOLOGIA DE LA REPARACION ....., 906
2.1.- Evaluación
2.2.- Causas
2.3.- Selección del método y materiales
2.4.- Preparación de planes y especificaciones
2.5.- Selección del contratista
2.6.- Ejecución del trabajo
2.7.- Control de calidad
3.- SELECCIÓN DEL METODO DE REPARACION 910
4.- TIPOS DE REPARACIONES 910
4.1.- Reemplazo del concreto
4.2.- Compactación en seco
4.3.- Concreto de agregado precolado
4.4.- Torcreto
4.5.- Reparación de losas
5.- MEDIDAS PARA EFECTUAR REPARACIONES 912
6.- AGENTES ADHESIVOS 912
7.- APARIENCIA 913
8.- CURADO 913
9.- TRATAMIENTO DE GRIETAS 913
10.- REMOCION, PREPARACION Y TECNICAS DE REPARACION 914

10.1.- Remoción de Encofrados
10.2.- Métodos de Impacto
10.3.- Métodos de molienda
10.4.- Hidrodemolición
10.5.- Métodos de Pre-agrietamiento
10.6.- Métodos de desgaste
11.- PREPARACION DE LA SUPERFICIE …….. 925
11.1.- Condiciones Generales
11.2.- Métodos de preparación de la superficie
12.- REPARACION DEL REFUERZO …….. 927
12.1.- Remoción del concreto que rodea el acero
12.2.- Limpieza del acero de refuerzo
12.3.- Reparación del refuerzo
13.- COLOCACION DE MATERIALES …….. 930
13.1.- Concreto colocado in-situ
13.2.- Torcreto
13.3.- Concreto con agregado precolado
13.4.- Concreto y mortero encofrado y bombeado
13.5.- Frotachado y aplicación en seco
14.- INYECCION DE LECHADA …….. 934
14.1.- Lechada de cemento
14.2.- Lechada química
14.3.- Selección del tipo de lechada
15.- COLOCACION BAJO AGUA …….. 937
16.- METODOS DE ADHERENCIA …….. 937
17.- MATERIALES DE REPARACION …….. 938
17.1.- Materiales cementicios
17.2.- Cementos de fragua rápida
17.3.- Torcreto
17.4.- Concreto controlador de la contración
17.5.- Concretos con microsílice
17.6.- Materiales ligantes
17.7.- Materiales Polímeros
18.- SELECCIÖN DE MATERIALES …….. 957
18.1.- Coeficiente de expansión térmica
18.2.- Contracción
18.3.- Permeabilidad

18.4.- Módulo de Elasticidad

18.5.- Propiedades Químicas

18.6.- Propiedades Eléctricas

18.7.- Propiedades de Color

19.- TECNICAS DE REFORZAMIENTO …….. 961

19.1.- Generalidades

19.2.- Refuerzo interior

19.3.- Refuerzo exterior

19.4.- Gatas y Collares

19.5.- Miembros Complementarios

BIBLIOGRAFIA …….. 970

INDICE …….. 973