CAPITULO I

INTRODUCCIÓN

1.1 ANTECEDENTES

Toda construcción estructural esta compuesto de materiales de diversos orígenes y clases naturales, artificiales, orgánicos, minerales, etc., que se combinan para conformar el conjunto que constituye el edificio destinado a cumplir una función determinada de utilidad a la sociedad.

Imag. 1.1 *Vista preliminar de las estructuras*

Como es lógico estos materiales son susceptibles a sufrir una serie de patologías por acciones de diversas causas naturales, como la acción del tiempo el intemperismo, agentes físicos, agentes mecánicos y agentes químicos, etc.

Históricamente el hormigón estructural esta expuesta a múltiples y variadas influencias, al realizar el proyecto constituye para el ingeniero una cuestión de suma responsabilidad.

En labores de mantenimiento y sobre todo en reparaciones y reforzamientos, se requiere de un dominio amplio de las materias, para poder definir que se debe hacer, como ejecutar lo proyectado de manera efectiva, rápida, económica y segura para evitar accidentes fatales.

Se da gran importancia a la interna relación que debe existir entre la ciencia y la practica. El propósito del ingeniero civil estructurita es ver las causas y dar soluciones.

Una estructura es el conjunto de elementos que conforman un sistema capas de resistir la acción de diferentes fuerzas.

1.2 OBJETIVOS DEL PROYECTO

1.2.1 Objetivo general

- Establecer los aspectos teóricos sobre la patología de edificios en hormigon armado identificando su presencia y origen, además de las acciones necesarias para su corrección.

1.2.2 Objetivos específicos

- Metodología de identificación de la patología
- Análisis y estudio de la patología

    1. Diagnostico
    2. Valoración de los estados limites, dependiendo de la patología si es progresiva o es un defecto

3. Pronostico sin corrección o con corrección

- Pruebas, ensayos e instrumentos de medición
- Elaboración de informe final sobre las acciones, evaluación (corrección o demolición)
- Diseño de las reparaciones y reforzamientos
- Elaboración de un plan de implementación de la reparaciones y reforzamientos
- Elaboración de un presupuesto
- Elaboración de un plan de seguimiento
- Conclusiones y Recomendaciones

1.3 JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO

1.3.1 Justificación social

El desarrollo del presente proyecto sobre la patología del hormigón en estructuras sirve de mucho beneficio a la nueva generación tecnológica, en ingeniería estructural en la formulación de procesos que intervienen y se crean metodologías para evitar que tales hechos se repitan con la ocurrencia continua de las acciones en el mundo y el país denotan un aumento de siniestro en la región y que la necesidad del especialista en la solución de estas y otras es muy solicitada.

1.3.2 Justificación practica

A pesar del desarrollo de las tecnologías constructivas y comportamiento de los materiales empiezan tan rutinariamente daños en las estructuras de hormigón a causa de las varias acciones, por supuesto es tan grande el volumen de las obras ejecutadas en un ritmo extraordinario de tal complejidad que la aparición de errores de falla en la construcción sea evidente.

La metodología aplicada nos permite dar soluciones terapéuticas a serie de factores, y de garantizar el buen uso de estas y el manejo adecuado.

1.4 ALCANCES DEL PROYECTO

Basados en métodos y técnicas de estudios de la patología de hormigón y soluciones teóricas de edificios en hormigon armado identificando su presencia y origen, además de las acciones necesarias para su corrección. Metodología de identificación de la patología. Análisis y estudio de la patología.

1. Diagnostico
2. Valoración de los estados limites, dependiendo de la patología si es progresiva o es un defecto
3. Pronostico sin corrección o con corrección

Elaboración de informe final sobre las acciones. Diseño de las reparaciones, o reforzamientos. Elaboración de un plan de implementación de la reparaciones y reforzamientos. Elaboración de un plan de seguimiento. Conclusiones. Recomendaciones.

CAPITULO II

METODOLOGÍA DE IDENTIFICACIÓN DE LA PATOLOGÍA

2.1 INTRODUCCIÓN

Problemas de la patología en estructuras de hormigón armado no son nuevos ya que comienzan a presentarse con el propio material.

Es a partir de los años sesenta cuando, se puede decir que, el estudio de la patología del hormigón armado empieza a adquirir importancia y su desarrollo ha ido creciendo de una forma notable hasta nuestros días.

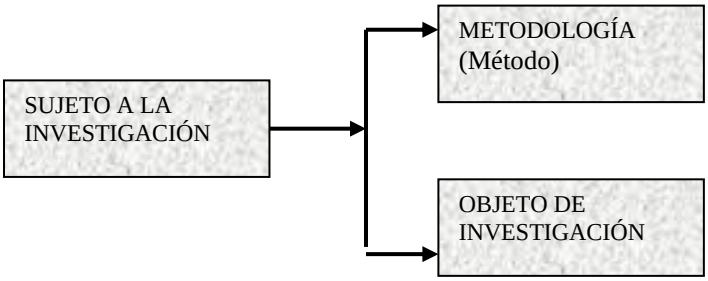
Hoy, la patología del hormigón ha llegado a convertirse como un tema de interés de preocupación en la ingeniería estructural. Gracias al avance de estudio de la patología hoy se sabe mucho más sobre durabilidad de las estructuras.

2.2 IMPORTANCIA DE LA METODOLOGÍA PATOLÓGICA

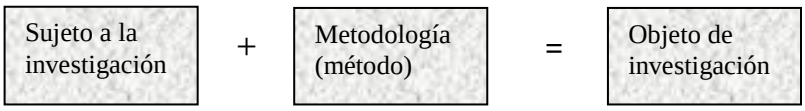
La palabra metodología significa el estudio de los métodos, es decir la metodología representa el proceso de investigación, de controlar los resultados y de representar posibles soluciones de un problema que conlleva a la toma de decisiones.

La metodología es parte del análisis y critica de los métodos de investigación, por tanto debe definirse como a la descripción, al análisis y valoración critica de los métodos de investigación.

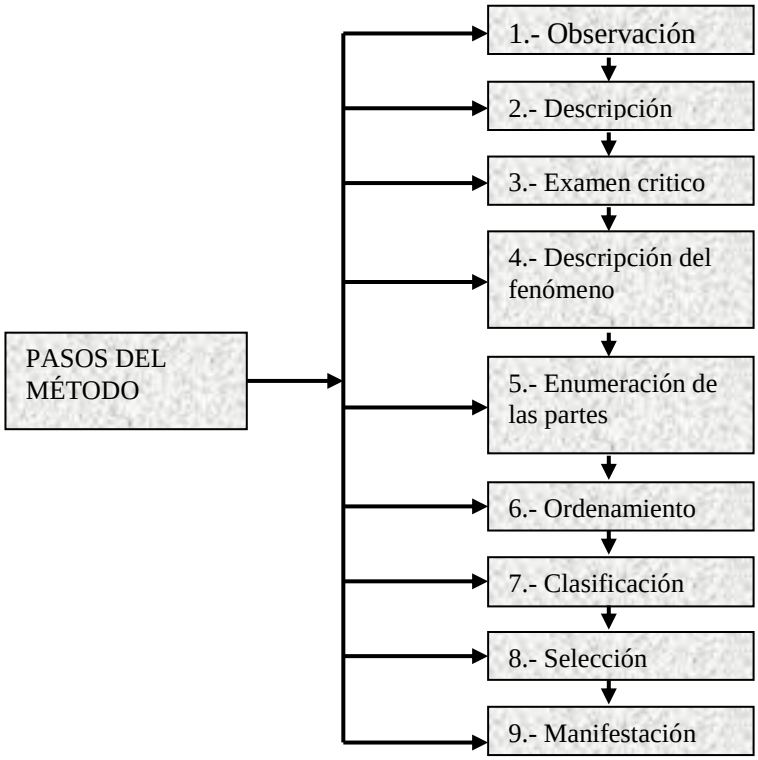
Ahora bien por una parte la metodología es el alcance entre el sujeto y el objeto de la investigación sin ella no se logra el camino lógico para llegar al conocimiento.



Cabe agregar que la metodología es el requisito básico para manejar y comprender los procedimientos teóricos y empíricos de la ciencia patológica.



2.2.1 Metodologías



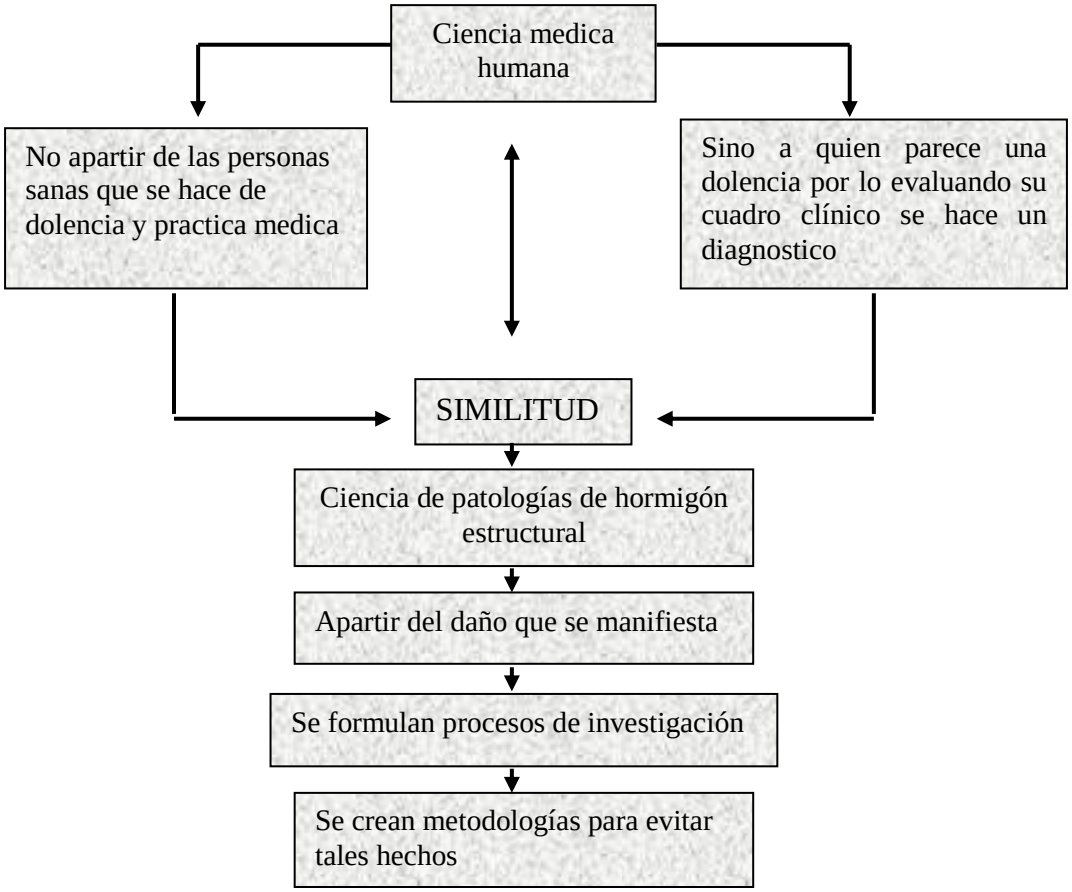
2.3 QUE ES PATOLOGÍA

Aparentemente definir la patología representa una intromisión en otras áreas de conocimiento, pero para una mejor comprensión conceptual, mas adelante haremos una similitud con las ciencia medica.

No es apartir de las personas sanas que se hace de dolencia y practica medica sino a quien parece una dolencia por lo que evaluando su cuadro clínico se hace un diagnostico.

Similar ocurre con las edificaciones de hormigón armado cuando a partir de los daños que se manifiestan se formulan procesos de intervención.

2.3.1 Cuadro de similitud



2.3.2 La importancia de la patología de hormigón

Definimos entonces la patología de hormigón como la ciencia dedicada al estudio sistemático y ordenado de los daños que se presentan en las edificaciones, analizando el origen y las causas a consecuencia de ellas para que mediante la formulación de procesos se generen medidas correctivas.

2.4 PROCESOS.

No siempre es fácil ver una fisura. Una forma de acusarla es:

- Humedecer la superficie del hormigón y ver si la fisura absorbe agua por capilaridad o retiene después de haber secado la superficie adyacente. Un dato que suele ser imprescindible para conocer la causa de una fisura, y calificar su grado de peligrosidad.
- Si la fisura esta viva o no, es decir si su anchura y longitud se van modificando con el tiempo.
- O si por el contrario, están prácticamente estabilizadas, para obtener dicho dato, puede ser útil cualquiera de los procedimientos simples que se ilustran en la figura 2.1 a y 2.2 b.

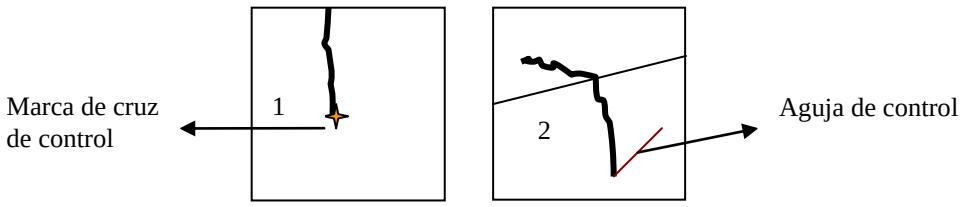


Fig. 2.1 a *Formas de comprobar si progresa una fisura*

1. El primero consiste en marcar con una cruz el extremo de la fisura, para poder comprobar mas tarde si esta ha progresado.

2. El segundo consiste en encajar la punta de una aguja en la hendidura, que caerá si esta se ensancha.

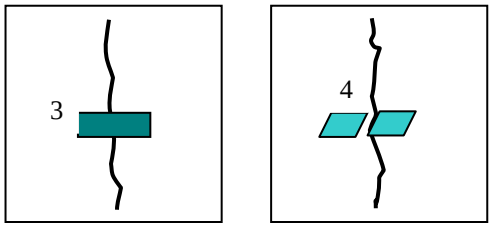


Fig. 2.1 b *Formas de comprobar si progresa una fisura*

3. El tercero mas completo, consiste en colocar un testigo entre los labios de la fisura, si se emplea papel o tela fina, es posible conocer no solo los aumentos, sino también las disminuciones de anchura, pero ambos materiales tienen el inconveniente de ser muy sensibles a la humedad ambiente lo que puede falsear los resultados, es preferible utilizar los testigos de yeso muy finos, no mas de 2 a 3 mm de espesor, que actúan perfectamente partiéndose, a movimiento de la fisura.

4. El cuarto procedimiento es más riguroso consiste en colocar dos referencias fijas a ambos lados de la grieta, midiendo su distancia con precisión. Como referencia suelen utilizarse 2 plaquitas de metal con rehundido central semiesférico, donde encajan las patas de un elongametro que aprecia centésimas de milímetro, las plaquitas se pegan con resina epoxi, este procedimiento es obligado en casos de que resulta necesario un seguimiento de la evolución de ancho de fisura, caso que suele suceder cuando entran en fuego fenómenos de fluencia o alteraciones temporales del terreno de cimentación.

Conviene subrayar que una vez formada una fisura, esta actúa de junta en la pieza abriéndose o serrándose a movimientos (especialmente los térmicos), de la estructura a que pertenece. Abra que distinguir por tanto lo que son movimientos globales propios de la fisura que son los que interesan.

2.4.1 Escala para medir ancho de fisuras

Para medir ancho de fisuras resulta muy cómodo el empleo de escalas preparadas al efecto (fisurametro), tales como la indicada en la figura 2.2 la escala desliza de izquierda a derecha contra la fisura, hasta hacer coincidir la anchura.

En laboratorio se emplean lupas o pequeños microscopios preparados al afecto.

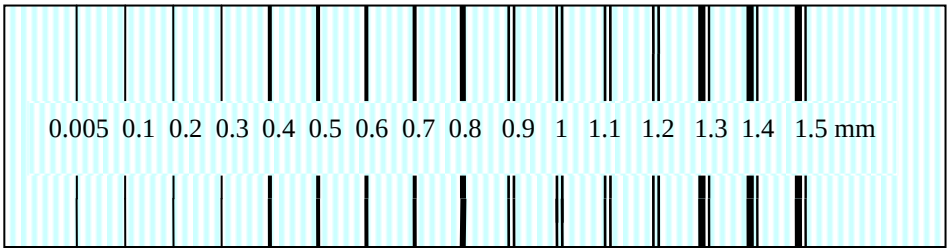


Fig. 2. 2 *Escala para medir anchos de fisuras*

Una vez adaptada la medida de corrección, puede ya autorizarse la reparación de fisuras. Esta reparación no debe hacerse con un simple mortero de cemento porque son susceptibles a figurarse a su vez y despegarse del soporte.

Sino la solución debe realizarse con morteros de resina epoxi u otros productos adecuados.

2.5 PROCESOS EVOLUTIVOS

Son aquellas lesiones no estables que afectan a la integridad de la estructura cuya reparación se debe realizarse con análisis estructural.

- ***Fisuras***
- ***Grietas***
- ***Fallas***

2.6 PROCESOS NO EVOLUTIVOS

Son aquellas lesiones estables que no afectan a la integridad mecánica de la estructura cuya reparación puede realizarse sin entrar en un análisis estructural, estos casos suelen producirse con algún tipo de fisuras estabilizadas provocadas por:

- ***Retracción de secado***
- ***Existencia de coqueras***
- ***Zonas de mala penetración del hormigon en la pieza***
- ***Oquedades***
- ***Disgregaciones***
- ***Rajaduras***
- ***Desportillamientos, etc***.

2.7 CAUSAS A LA PATOLOGÍA

Las principales causas son:

Defectos en el proyecto
Defectos constructivos
Defectos en la vida útil

2.7.1 Defectos en el proyecto

- *Proyectos incorrectos deficientes por los datos*
- *Por los cálculos o por las equivocaciones*

Agentes en el proyecto	*No se consideran todas las cargas en proyecto* *Insuficiencia de cargas en el proyecto* *Error en el modelamiento del proyecto*

2.7.1.1 Coordinación entre ingenieros

Un factor de contribución de muchas fallas del hormigon estructural se debe a una falta de una efectiva comunicación entre partes vinculados al proyecto estructural.

2.7.1.2 La coordinación del proyecto estructural

La amplia gama de conocimiento propio del desarrollo cultural y científica que hoy poseen todas las profesiones, ha producido en cada una de ellas, un nivel de especialización de manera que para el caso particular de edificaciones, el dominio del diseñador y la labor de coordinación son escasas.

2.7.1.3 La relación de ingenieros estructuritas

Se deben considerarse antes de la formulación del proyecto estructural entre partes debido al grado de complejidad de la obra.

2.7.2 Defectos constructivos

- Desacuerdo entre el proyecto y la construcción
- Materiales inapropiados o defectuosos
- Alteración de los materiales
- Durante el almacenaje o la manipulación.
- Ejecución incorrecta o deficiente.

Agentes constructivos	*Incumplimiento de planos*
	Especificaciones técnicas
	Uniformidad del hormigon
	Trasporte de hormigon en obra
	Puesta en obra del hormigon
	Compactación del hormigon
	Hormigon en tiempo frío
	Hormigon en tiempo caluroso
	Mal curado del hormigon
	Reglas del encofrado
	Vibrado del hormigon

2.7.2.1 Consideraciones generales

Una vez determinada la dosificación mas conveniente se procede a la fabricación del hormigon, para ello es necesario, en primer lugar, almacenar las materias primas y disponer de unas instalaciones de dosificación adecuadas, así como del correspondiente equipo de amasado.

2.7.2.2 Prescripciones generales

El agua se dosifica en volumen, el cemento y los áridos en peso, si bien estos últimos pueden dosificarse también en volumen para obras de poca importancia. En tal caso deben utilizarse recipientes de medida de poca sección y mucha altura para minimizar los errores que se cometen.

2.7.2.3 La homogeneidad del hormigon

Se analiza determinando la dispersión que existe entre características de dos muestras tomadas de la misma amasada para comprobar la idoneidad de los procesos de dosificación, amasado y transporte.

2.7.2.4 La uniformidad del hormigon

Se estudia evaluando mediante el coeficiente de variación, la dispersión existente entre características análogas de distintas amasadas para ello normalmente, se utiliza los valores de la resistencia a compresión.

2.7.2.5.Transporte del hormigon en obra

Este transporte puede hacerse por múltiples procedimientos mediante canales, tuberías, cintas transportadoras, vagonetas, etc.

2.7.2.6 Puesta en obra del hormigon

El vertido y colocación del hormigon deben efectuarse de manera que no se produzca la disgregación de la mezcla. El peligro de disgregación es mayor en general cuanto mas grueso es el árido y mas discontinua su granulometría siendo sus consecuencias tanto peores cuanto menor es la sección del elemento que se hormigona.

2.7.2.7 Compactación del hormigon

Para que el hormigon resulte compacto debe emplearse el medio de consolidación mas adecuada a su consistencia, de manera que se eliminen los huecos y se obtenga un completo serrado de la masa sin que llegue a producirse segregación. El proceso de compactación debe prolongarse hasta que refluya la pasta de la superficie.

2.7.2.8 Hormigonado en tiempo frío

Esta perfectamente demostrado que el hormigon no adquiere la resistencia necesaria cuando su fraguado y primer endurecimiento tienen lugar en tiempo de heladas, debido a la acción expansiva del agua intersticial, que impide la evolución normal de estos procesos.

Por esta causa debe suponerse el hormigonado en cualquiera de los casos siguientes:

- Cuando se prevea que dentro de las 48 horas siguientes. Puede descender la temperatura ambiente por debajo de los 0°C.
- Cuando la temperatura de la masa de hormigon sea inferior a 5 °C en elementos normales, o a 10°C en elementos de pequeño espesor.
- Cuando la temperatura de los moldes o encofrados sea inferior a 3°C

Por otra parte, para hormigonar en tiempo frío es necesario mejorar la dosificación del hormigon adoptando relaciones A/C lo mas bajo posible, empleando mayor cantidad de cemento o cemento de mayor resistencia e incluso utilizando un aditivo. Todo ello con objeto de aumentar la velocidad de endurecimiento del hormigon y el calor de fraguado de la masa.

Las precauciones que se puedan adoptarse al, continuar el hormigonado son las siguientes:

1. Añadir un aditivo adecuado al agua de amasado
2. Calentar el agua de amasado a unos 40°C o excepcionalmente mas cuidando de que no se formen grumos en la hormigonera. Para ello conviene verter una parte de los áridos antes que el cemento.
3. Calentar los áridos
4. Proteger las superficies hormigonadas, mediante sacos, hojas de plástico, etc.

5. Crear un ambiente artificial adecuando alrededor de la obra (moldes radiantes calentados eléctricamente, circulación de aire o agua caliente, etc.), para que el proceso de fraguado y endurecimiento pueda desarrollarse normalmente.
6. Prolongar el curado durante el mayor tiempo posible.
7. Retrasar el encofrado de las piezas incluidos costeros. Cuando el encofrado actué como aislante.

El peligro de que se hiele el hormigon fresco es tanto mayor cuanto mas agua lleve este, por ello se recomienda emplear en estos casos hormigones tan frescos como sea posible además el uso de aire antes es siempre aconsejable.

Si no puede garantizarse, con las medidas adoptadas, se consiguen evitar los perjuicios de la helada deberán efectuarse ensayos de información para conocer la resistencia realmente alcanzada por el hormigon y adoptar en su caso las medidas oportunas.

Con independencia de todo lo dicho hay que recordar que el fraguado y el endurecimiento del hormigon se retrasan en periodos de baja temperatura lo que debe tenerse encuenta tanto para el desencofrado y retirado de puntales como para la eventual realización de pruebas en la estructura.

2.7.2.9 Hormigon en tiempo caluroso

Cuando el hormigonado se efectué en tiempo caluroso, deben adoptarse medidas para impedir la evaporación del agua de amasado, especialmente durante el transporte del hormigon, y para reducir en su caso la temperatura, de la masa, no hay que olvidar que el calor, la sequedad y el viento provocan una evaporación rápida de agua, también la del hormigon ya compactado lo que trae consigo perdidas de resistencia, *fisuras* por afogado y aumento de la retracción en las primeras edades.

Para reducir la temperatura de la masa se debe emplear agua fría, con escamas o trozos de hielo en su masa. Los áridos deben almacenarse protegidos del soleamiento.

Una vez colocado el hormigon, se protegerá del sol y del viento mediante algún procedimiento que lo conserve su humedad propia o le aporte nueva humedad, (curado del hormigon) a tal efecto pueden emplearse:

- Tejadillos móviles indicados en obras de trazado lineal, se pondrán al riesgo de que el viento se introduzca bajo su superficie.
- Hojas de plástico que pueden colocarse directamente sobre el hormigon. aunque pueden marcarse los pliegues en su superficie.
- Esteras de paja cuyo superficie debe regarse continuamente.
- Capas de arena húmedas
- Bolsas de agua directamente aplicadas sobre el hormigon o regado continuo de su superficie.

Como norma general y a pesar de las protecciones no deben hormigonarse por encima de los 35°C , si se trata de elementos de mucha superficie, en las proximidades de estas temperaturas conviene regar continuamente al menos durante 10 días, los encofrados y las superficies expuestas de hormigon.

2.7.2.10 Curado del hormigón

De las operaciones necesarias para la ejecución de elementos de hormigon posiblemente sea el curado la mas importante por la influencia decisiva que tiene en la resistencia y además cualidades del elemento final.

Durante el proceso de fraguado y primeros días de endurecimiento se producen perdidas de agua por evaporación creando una serie de huecos o capilares en el hormigon que disminuyen su resistencia para compensar estas perdidas y permitir que se desarrollen

nuevos procesos de hidratación con aumento de resistencia el hormigon debe curarse con abundancia de agua.

La falta de curado es grave para la durabilidad de la estructura ya que esta depende de la impermeabilidad de las capas exteriores del hormigon que son precisamente las mas sensibles a una falta de curado.

2.7.2.11 Encofrados

La misión del encofrado es contener y soportar el hormigon fresco hasta su endurecimiento sin experimentar asientos ni deformaciones, dándole la forma deseada.

La acción principal a que se ve sometido un encofrado es la presión que el hormigon fresco ejerce sobre el, la cual aumenta con la altura de la masa contenida en el mismo, el fondo del encofrado soporta todo el peso del hormigon, en cuanto a las paredes han de soportar una presión que en primera aproximación pueda considerarse igual a la hidrostática.

Después del encofrado hay que proceder a la reparación de los pequeños defectos que puedan apreciarse tales como coqueras superficiales, irregularidades, etc.

Si los defectos son de dimensiones grandes o están situados en zonas criticas pueden resultar necesaria una demolición parcial o total del elemento en cuestión.

2.7.3 Defectos en la vida útil

- Causas fortuitas como los sismos, los vientos y las precipitaciones pluviales inesperados a causa de la naturaleza sin predicción.
- En la mayoría de los casos son varias las causas que contribuyen al fracaso y no es correcto atribuirlo a la última

Antecedentes en la vida útil	*Acciones físicas* *Acciones mecánicas* *Acciones químicas*

Nota: Los antecedentes a la vida útil se estudian por capítulos que mas adelante se ven con detalle:

CAPITULO III

ANÁLISIS Y ESTUDIO DE LA PATOLOGÍA

3.1 ETAPA DE DIAGNOSTICO

Una de las misiones del ingeniero es proyectar y construir estructuras para que cumplan una determinada misión, durante un tiempo y con el menor costo posible. Se puede decir que estas estructuras nacieron enfermas siendo muy incomoda y gravosa la atención que hay que aplicarles.

Al igual que ocurre con los seres vivos, en los que cualquier enfermedad o lesión se manifiesta mediante una serie de síntomas, en las estructuras los fallos se ponen de manifiesto, en general, con la aparición de una serie de señales o de cambios de aspecto, que se engloban dentro de la *sintomatología.* Ante estos síntomas el técnico especialista, o patólogo, debe establecer un *diagnóstico* de la enfermedad que sufren las columnas y vigas estructurales.

Esta es una parte complicada del análisis, dado que:

Aplicar una terapia sin un conocimiento amplio del diagnostico puede ser arriesgado cuando no ineficaz.

Las causas que pueden provocar lesiones en una estructura de hormigón armado pueden ser muchas y muy variadas que pueden estar relacionadas con el propio *proyecto,* con los *materiales,* con la *ejecución* y con el uso o *explotación* de la estructura. Analizando las causas se puede ver que distribuye en un 42% de fallos debidos a deficiencias en proyecto, un 22% a deficiencias en ejecución, un 15% a materiales, un 10% a fallos en explotación y un 5% a causas varias diferentes de las anteriores.

Durante la construcción puede decirse que aparecen el 45% de todos los fallos; durante el plazo de garantía el porcentaje se reduce al 17%; entre los 7 y 10 años aparece el 37% de los fallos y después de los 20 años se puede decir que los fallos se minimizan no pasando del 1%.

Los orígenes de los fallos o lesiones, pueden proceder de acciones de tipo:

Físico, mecánico*, *químico, etc.

Por supuesto que las lesiones producidas a edades cortas suelen tener su origen en acciones de tipo mecánico y físico. Las de origen químico precisan del paso del tiempo para que sus efectos se manifiesten, aunque también es cierto que una vez que han aparecido éstos, es mucho más difícil encontrar soluciones de reparación. El proceso de diagnóstico, va permitir conocer la enfermedad, determinar el estado en que se encuentra el elemento, es decir, evaluar sus reservas o su capacidad resistente.

3.2 TIPOS DE DIAGNOSTICO

3.2.1 Diagnostico sobre la anormalidad

Decide si hay o no patología en la estructura o parte del mismo.

3.2.2 Diagnostico calificatorio

Afirma que si existe patología y reconoce la causa que lo origina, como ejemplo manchas por humedad y agrietamientos diferenciados.

3.2.3 Diagnostico individualizado

Analiza un problema especifico, reconoce su causa y determina como influye sobre la estructura o parte de el, como ejemplo manchas de humedad por impermeabilización, por corrosión de refuerzo, desprendimiento y posible colapso de hormigón.

3.3 MÉTODOS DE DIAGNOSTICO

Diagnosticar implica determinar, con mayor o menor profundidad, detalle e importancia morfológica, funcional de rendimiento o de comportamiento previsible. Corresponde a un proceso metodológico de estudio y análisis de daño, y puede corresponder a diferentes formas que pueden clasificarse en:

- Directo
- Diferencial
- Inductivo
- Hipotético

3.3.1 Directo

Corresponde al que descubre de inmediato la anomalía. Requiere poseer gran experiencia, facilidad de discernimiento entre lo esencial y lo accesorio, y capacidad de asociación entre los síntomas observados y los que generalmente son atribuibles a la patología evidenciada, se considera insuficiente ya que comporta una simple visión de la patología y no su compresión.

3.3.2 Diferencial

Destaca el síntoma mas llamativo, rememora las situaciones anormales a las que corresponda este síntoma y trata de justificar en ellas los demás síntomas colaterales observados.

3.3.3 Inductivo

Puede llegarse a dicho método utilizando una vía teórica, analizado los síntomas observados y de ellos reducir la anormalidad, atendiendo los fenómenos y los mecanismos que pueden sobrevenir.

3.3.4 Hipotético

Se basa en establecer una hipótesis que se comprueba mediante ensayos o pruebas posteriores, o bien después de la aplicación de un determinado tratamiento.

3.4 NECESIDAD DE DIAGNOSTICO Y CAPACITACIÓN

Para estudiar las causas y evaluar la gravedad de los daños, es preciso acertar en el diagnostico, señalar los procedimientos de rehabilitación, calcular el reforzamiento y establecer los procesos constructivos que requieren de técnicas que van desde el conocimiento de la mecánica de los materiales tradicionales.

3.5 PRONOSTICO

El pronóstico es predecir probable evolución de la anomalía; prevenir que puede suceder. El concepto de pronostico, asociado siempre al diagnostico, lleva implícito la idea de previsión. Un buen pronostico debe basarse tanto en el diagnostico de la patología como en el conocimiento de la estructura ya que este induce, en mayor o menor grado, en la evolución. Como resumen, pronostico es prever a distintos niveles lo que puede ocurrirle a la estructura o a parte de el.

Pueden existir diferentes tipos de pronósticos, que puede plantearse de distintas maneras según lo que se quiere o se pueda considerar:

3.5.1 Pronostico optimista

En cuyo caso el daño evolucionará favorablemente mediante la aplicación de una terapia adecuada, es decir, nuestra estructura podrá recuperar sus características resistentes mediante una reparación.

3.5.2 Pronostico pesimista

Nuestra estructura tendrá que sufrir amputaciones o en el último caso su demolición.

3.6 TIPOS DE PRONÓSTICO

3.6.1 Por su duración

Puede ser temporal o crónico. Por temporal pueden considerarse aquellos estados patológicos que se dan con gran intensidad, pero por poco tiempo, como por ejemplo los sismos, el viento, intensidad de lluvias cambios de temperatura, etc.

3.6.2 Por su reversibilidad

Según la posibilidad de que el daño puede volver a la normalidad.

3.6.3 Por su certeza

Aunque el diagnostico pueda alcanzar distintos grados no es posible pronosticar de forma absoluta que puede ocurrir a la estructura a lo largo del tiempo. Por ello el pronostico puede ser: categórico, condicional, indeterminado, etc.

3.6.4 Por su intensidad

Según si sus efectos son graves o leves de acuerdo con el campo que afecte, como seguridad, economía, etc.

3.7 MÉTODOS DE PRONÓSTICO

Los métodos del pronóstico pueden ser intuitivos por simulación o por extrapolación.

3.7.1 Método intuitivo

Se pronostica el comportamiento de una especie de simpatía intelectual, sin llegar a la comprensión regional exhaustiva del fenómeno, puede ser:

a) Intuición sensible

Solo interviene la sensación sin que intervengan los conceptos intelectuales.

b) Intuición adivinadora o presentimiento

Conocimiento sensorial muy agudo con intervención de la inteligencia.

c) Intuición de evidencia

Razonamiento abreviado también denominado intuición racional.

d) Simulación

Proceso en el que se estudia modo de conducirse y la evolución de los fenómenos, por reproducción artificial.

3.7.2 Simulación o extrapolación

Método por el que se deducen conclusiones a partir de datos fragmentarios, generalizando a partir de un numero limitado de resultados procedentes de la experiencia, pretendiendo prolongar la validez de un comportamiento mas allá de los limites para lo que fue estudiado .

3.8 LOS ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO

Todas las estructura y en particular de hormigón armado, además de presentar la seguridad necesaria frente a los estados límites últimos, deben comportarse adecuadamente en las condiciones de servicio.

Se influyen bajo la denominación de estados límites de servicio.

3.9 MÉTODO DE LOS ESTADOS LÍMITES

3.9.1 Definición del estado limite

Toda la estructura debe reunir todas las condiciones adecuadas de *seguridad*, *funcionalidad y durabilidad*, con objeto de que pueda rendir el servicio.

Se denominan estados límites aquellas situaciones tales que al ser rebasadas, colocan a la estructura fuera de servicio, los estados límites pueden clasificarse en:

3.9.1.1 Estados limites últimos

Son las que corresponden a la máxima capacidad resistente de la estructura, los estados últimos se relacionan con la seguridad de la estructura y son independientes de la función, las más importantes no dependen del material que lo constituye sino de:

3.2.1.1.1 Equilibrio.

Caracterizado por la perdida de estabilidad estática (vuelco, deslizamiento, supresión, etc.). Se estudia a nivel de estructura o elemento estructural completo.

3.9.1.1.2 Agotamiento.

Caracterizado por el agotamiento resistente de una o varias secciones criticas, sea por rotura o por deformación plástica excesiva. Se estudia a nivel de sección estructural.

3.9.1.1.3 Pandeo.

Sea de una parte o del conjunto de la estructura. Se estudia a nivel de elemento estructural o de toda la estructura.

3.9.1.1.4 Fatiga.

Caracterizado por la rotura de uno o varios materiales de la estructura. Por efecto de la fatiga bajo la acción de cargas repetidas. Se estudia a nivel de sección.

Además. En estructuras de hormigón armado, deben considerarse el estado límite último de:

3.9.1.1.5 Adherencia.

Caracterizado por la rotura de la adherencia entre las armaduras de acero y el hormigón que las rodea. Se estudia a nivel de sección.

3.9.1.1.6 Anclaje.

Caracterizado por el sedimento de un anclaje. Se estudia en forma local en las zonas de anclaje.

3.9.1.2 Estados limites de utilización o de servicio

También llamados estados limites de servicio que corresponde a la máxima capacidad de servicio de la estructura, los estados limites de utilización se relacionan con la funcionalidad de la estructura y dependen de la función que esta cumpla, en estructuras de hormigón armado los mas importantes son los de:

3.9.1.2.1 Deformación excesiva.

Caracterizado por alcance de un determinado movimiento (flechas, giros) en un elemento de la estructura. Se estudia a nivel de estructura o elemento estructural.

3.9.1.2.2 Fisurasión excesiva.

Caracterizado por el hecho de que la abertura máxima de las fisuras en una pieza alcancen un determinado valor limite, función de las condiciones ambientales en que dicha pieza se encuentre y de las limitaciones de uso que correspondan a la estructura en cuestión. Se estudia a nivel de sección.

DETERIORO	BAJO	MEDIO	ALTO
Fisuras o grietas longitudinales	a < 0,5 mm	0,5 < a < 1,5 mm	a > 1,5 mm
Fisuras o grietas transversales	a < 0,5 mm	0,5 < a < 1,5 mm	a > 1,5 mm
Fisuras o grietas de esquina	Rotura única	Rotura 2 trozos	Rotura > 2 trozos
Fisuras o grietas diagonales	a < 0,5 mm	0,5 < a < 1,5 mm	a > 1,5 mm
Escalonamiento de juntas y grietas	h < 1,5 mm	1,5 < h < 5 mm	h > 5 mm
Asiento	Rodadura cómoda	Rodadura incómoda	Rodadura peligrosa
Separación carril-arcén	a < 0,5 cm	0,5 < a < 1 cm	a > 1 cm
Hundimiento carril-arcén	h < 5 mm	5mm < h < 1 cm	h > 1 cm
Descarnaduras	h < 5 mm	5mm < h < 1 cm	h > 1 cm
Desconchados de bordes	a < 75 mm y rotura < 3 trozos	a > 75 mm y sin riesgo	Con riesgo
Desconchados de esquina	< 5% long. grieta	< 10% long. grieta	> 10% long. grieta

Tabla .3.1 *– Caracterización de los estados de deterioro*

3.9.1.2.3 Vibraciones excesivas.

Caracterizado por la producción en la estructura de vibraciones de una determinada amplitud o frecuencia. Se estudia a nivel de estructura.

3.9.1.3 Magnitudes aleatorias, valores característicos de cálculo

Las magnitudes que se utilizan en los cálculos aparecen rodeadas todas ellas de márgenes de impresión. Tanto las resistencias de los materiales como los valores de las cargas y otros factores, son magnitudes aleatorias cuya cuantificación cualquiera que sea, aparece siempre asociada a una determinada probabilidad de ser o no superado al valor correspondiente.

En las dos primeras columnas de la tabla 3.2 se relacionan los factores aleatorios más importantes y sus causas de incertidumbre. Cada una de las variables allí enunciadas pueden tratarse como una variable estocástica, es decir, como una función de probabilidad.

Factores aleatorios	Principales causas de incertidumbre	Magnitud en que son tenidos encuenta (Nivel 1)
Resistencia de los materiales	-Variabilidad de los materiales -Defectos de ensayo -Correlación entre probeta y realidad	Resistencia de los cálculos de los materiales
Valor de las cargas y otra acciones	-Variabilidad de las acciones no permanentes -Variabilidad de los pesos propios	Valor de calculo de las acciones
Proceso de calculo	-Presión de las hipótesis de calculo -Errores numéricos -Grado de rigor	Valor de calculo de las acciones
Características geométricas y mecánicas de la estructura real	Defectos de ejecución (dimensiones de las secciones, posición de las armaduras, excentricidades adicionales, etc.)	- Resistencia de calculo de los materiales - Valores de calculo de las acciones
	Precisión de las medidas, errores en planos, errores de interpretación, etc.	Valores de calculo de las acciones

Tabla 3.2 *Factores aleatorios*

La finalidad del cálculo es comprobar que la probabilidad de que la estructura quede fuera de servicio (es decir, alcance un estado límite), dentro del plazo previsto para su vida útil, se mantiene por debajo de un valor determinado que se fija a priori.

- Atribuir los efectos de las diversas causas de error mencionadas a solo dos de los factores, la resistencia de los materiales y los valores de las acciones.
- Introducir en el calculo, envés de las funciones de distribución de acciones y resistencias unos valores numéricos únicos (asociados a un determinado nivel de probabilidad) que se denominan valores característicos.
- Ponderar los valores mediante unos valores característicos, coeficientes parciales de seguridad y uno que afecta a las resistencias y otro a las acciones o solicitaciones para tener encuenta los restantes factores aleatorios y reducir la probabilidad de fallo a límites aceptables.

Apartir de las acciones de calculo se determinan las solicitaciones de calculo (solicitaciones actuantes), y a partir de las resistencias de calculo se determinan las solicitaciones ultimas (solicitaciones resistentes o solicitaciones limite), que son las máximas que pueden soportar las estructuras sin sobrepasar el estado limite considerado.

La finalidad es que para cada estado límite posible, las solicitaciones de cálculo son inferiores o iguales a las solicitaciones últimas.

3.10 ESTUDIO TEÓRICO DE AGRIETAMIENTOS

Antes de expresar los procedimientos prácticos que pueden seguirse para comprobar el estado límite de fisuración haremos unas condiciones generales teórico, útiles para la buena comprobación del fenómeno.*Las fisuras muy finas incluso las perceptibles a simple vista no perjudican generalmente a la durabilidad de las obras, su aparición es a menudo inevitable y no supone inconveniente para la normal utilización de las estructuras, siempre que se limite su abertura máxima.*

Como la anchura de grietas, el ambiente que lo rodea a la estructura son los factores determinantes en las consecuencias del fenómeno de *fisuración***.** El planteamiento del cálculo ha sido abordado por los investigadores en las dos etapas siguientes:

a) Establecimiento de los valores máximos admisibles para la anchura de las fisuras en función del tipo del ambiente.
b) Establecimiento de una formula que proporcione la anchura previsible de fisuras, en función de las características.

3.10.1 Condision del inicio de fisurasión del concreto

Para momentos actuantes no mayores que $M_{cr,}$ la sección de viga no esta fisurada, se considera que el comportamiento corresponde al estado elástico, se tiene.

$$\sigma = \frac{Mc}{I} \Rightarrow M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} \qquad [3.1]$$

Donde:

M_{cr} = Momento de fisuramiento

I_g = Momento de inercia de la sección no fisurada

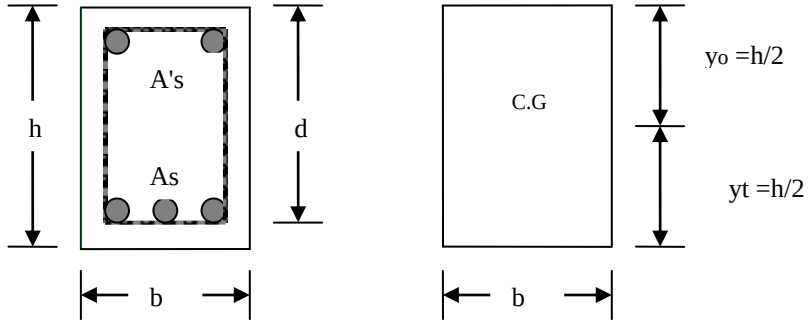
y_t = Distancia del centroide de la sección de la fibra externa en tracción

$f_r = 2\sqrt{f'_c}$ Kg. /cm. ^{2}

Determinación de I_g

1. **Sección Bruta**

Donde:

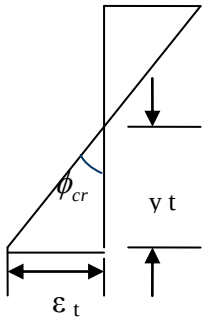


$$I_g = \frac{bh^3}{12}$$

2. **Curvatura de agrietamiento**

$$\phi_{cr} = \frac{\varepsilon_t}{y_t} = \frac{f_r}{E_c y_t} \qquad [3.2]$$

Donde:



3.10.2 Evaluación y valores limite del ancho de las fisuras

Las fisuras se presentan en el concreto en forma inevitable cuando se excede su resistencia a la tensión, por lo tanto lo que se busca es tan solo limitar el ancho de estas.

Para evaluar el ancho de las fisuras se puede usar la expresión propuesta por Vergel-Lutz que a continuación lo presentamos.

$$w_{\max} = 0.1086 * 10^{-4} \beta f_s \sqrt[3]{d_c A} \qquad [3.3]$$

Donde:

$w_{\max}$ = Ancho máximo de las fisuras

B = Valor promedio del factor de profundidad puede tomarse igual a 1.2

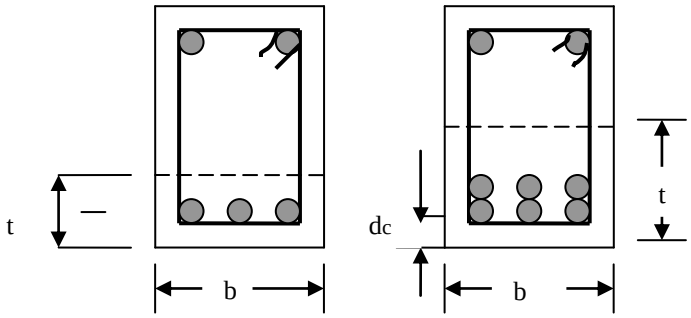
f_s = Esfuerzo máximo en el acero a nivel de carga de servicio puede usarse 0.6 f_y si no se dispone de los resultados del análisis

d_c = Espesor del recubrimiento medio hasta el centro de la primera línea de refuerzo

A = $\frac{bt}{\gamma_{bc}}$ Ares de concreto en tensión entre el numero de barras donde el b = ancho de la lección

t = Profundidad del concreto en tensión se determina

γ_{bc} = Se define como el número de barras en el lado de tensión



Es de notar que el esfuerzo permisible de $f_s = 0.6\, f_y$, en lugares de valor real del esfuerzo en el acero solo es aplicable a estructuras normales, y no para estructuras expuestas a climas muy agresivas.

En caso de usar paquetes de barras como refuerzo, el ancho de las fisuras w_{max} se estima con la siguiente expresión.

$$w_{\max} = 0.1086 * 10^{-4} \beta f_s \sqrt[3]{d_c' A'} \qquad [3.4]$$

Donde:

d_c' = Profundidad del recubrimiento al centro de gravedad del paquete

$$A' = \frac{bt}{\gamma_{bc}}$$

Para paquetes de dos barras $\Rightarrow \gamma_{bc}' = 0.815\, \gamma_{bc}$

Para paquetes de tres barras $\Rightarrow \gamma_{bc}' = 0.650\, \gamma_{bc}$

Para paquetes de cuatro barras $\Rightarrow \gamma_{bc}' = 0.570\, \gamma_{bc}$

Para establecer los valores limites del ancho de fisuras en función del ambiente, los investigadores han utilizado procedimientos experimentales diversos llegando a establecer correlaciones a las que se ve en la tabla 3.3.

Condiciones de exposición de la estructura	**Ancho tolerable de las fisuras Wmax (mm)**
Interiores del edificio	0.4
Interiores con humedades altas y exteriores en zonas de clima medio, elementos enterrados o sumergidos	0.3
Elementos de estructura marinas por encima del nivel del mar,o elementos en contacto con aguas no marinas de elevado contenido en cloruros	0.2
Aire seco o membrana protectora	0.41
Humedad, aire húmedo, suelo	0.3
Químicos para deshielo	0.18
exteriores en clima seco	0.3

Tabla 3.3 *Valores máximos de la abertura de fisuras*

a) Factor z para verificación del control de fisuras en columnas y vigas

La verificación de control de fisuras solo es necesario cuando se usa el acero en tensión con resistencia de fluencia $f_{y,}$ que exceda a 2800 Kg. /cm^2, el código ACI, en orden de reducir el tamaño de los cálculos recomienda utilizar el factor z donde:

$z = f_s \sqrt[3]{d_c A}$, en Kg. /cm. para barras aisladas

$z = f_s \sqrt[3]{d'_c A}$, en Kg. /cm. para paquete de barras

El valor de z no debe ser mayor que los valores.

$z \leq 31000 kg/cm$, para vigas en interiores

$z \leq 23200 kg/cm$, para vigas en exteriores

$z \leq 27500 kg/cm$, para losas en interiores

$z \leq 20600 kg/cm$, para losas en exteriores

3.10.3 Anchura previsible o admisible de las fisuras

La denominación de la anchura previsible de fisuras es un problema complejo y de naturaleza aleatoria, por entrar en fuego entre otros factores, la resistencia en tracción del hormigón, el problema se complica además de la retracción del hormigón que al ser cuartadas por la armadura pone a estas en compresión y provoca tracciones en el hormigón.

Por todo ello los cálculos en fisurasión no son nuca precisos.

3.10.3.1 Formación sistemática de fisuras

Sea la cabeza inferior de una viga compuesta por una barra se acero de sección As, envuelta por una área Ac, de hormigón adherido el esforzó que desarrolla el acero es As f_s, siendo σs la tensión en la armadura.

Si sucede:

$$A_s f_s > A_c f_c \qquad [3.5]$$

Donde:

f_c = Es la resistencia en tracción del hormigón. Donde aparecerá una primera fisura, trasversal a la pieza, en la sección de menor resistencia.

Donde la cuantía geométrica es:

$$\rho = \frac{A_s}{A_c}$$

La condision de fisurasión sistemática es:

$$\rho \geq \frac{f_c}{f_s}$$

3.10.3.2 Aparición sucesiva de grietas

En cuanto aparece la primera fisura las tracciones que antes se repartían entre el acero y el hormigón, se transmiten ahora únicamente por el acero que cose la fisura, con ello las barras experimentan un aumento brusco de tensión y el alargamiento consistente, al que se opone la adherencia entre ambos materiales. Por este mecanismo la tensión en el hormigón, que es nula junto a la fisura, va aumentando a medida que nos alejamos de ella en tanto que la del acero disminuye ver fig3.1

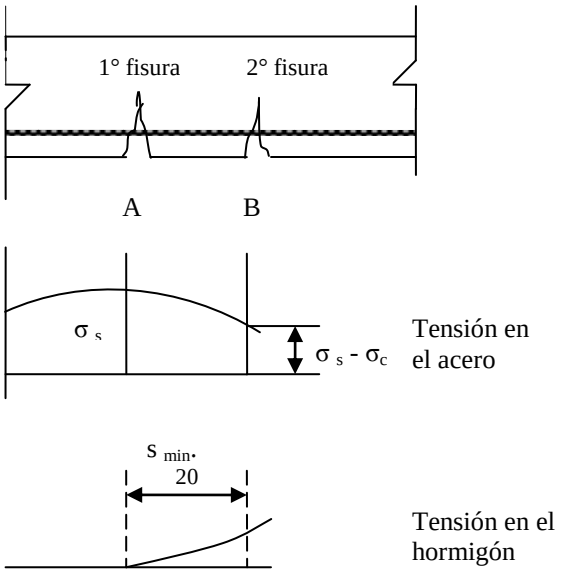


Fig. 3.1 *Aparición sucesiva de grietas*

A una cierta distancia $s_{min.}$ La tensión en el hormigón alcanzara, al crear la carga el valor de su resistencia a tracción $f_{ct,}$ con lo que surgía ahí una segunda fisura. Pero si de cualquier razón, hubiese existido antes una fisura separada de la primera $2s_{min\ ,}$ la fisura en B no se habría formado ya que se abría llegado a ese punto partiendo de ambas fisuras con tensión menor de f_{ct} por lo que la separación esta comprendida entre estas, en la practica la distancia media entre fisuras viene a ser 1.8 beses la distancia mínima.

Una vez alcanzado el esquema estable de fisurasión, las fisuras progresan en anchura a medida que aumenta la carga:

$$w_m = s_m(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \qquad [3.6]$$

Donde:

s_m = Distancia media entre fisuras

ε_{sm} = Alargamiento medio del acero

ε_{cm} = Alargamiento medio del hormigón

3.10.3.3 Control de ancho de grietas

El código ACI menciona que el control de grietas estará de acuerdo a una adecuada distribución del esfuerzo; para lo cual indica que el acero de refuerzo en tensión, cercano a una superficie no debe exceder a:

$$s = \frac{96000}{f_s} - 2.5c \qquad [3.7]$$

Y no mayor a:

$$s \leq 30\left[\frac{2520}{f_s}\right] \qquad [3.8]$$

Donde:

c = es el recubrimiento en cm.

$$f_s \frac{M}{A_s jd}$$

A_s = Área del acero en tracción

M = Es el momento bajo carga de servicio

jd = d-c/3 Es el brazo de momento interno

Las formulas anteriores han sido evaluados para un ancho de grieta 0.041 cm. por lo que se puede modificar estas formulas dadas por el ACI para otras anchos permisibles de grietas w.

$$s = \left[\frac{9600}{f_s} - 2.5c\right]\frac{w}{0.041} \qquad [3.9]$$

y no mayor a:

$$s \le 30\left[\frac{2520}{f_s}\right]\frac{w}{0.041} \qquad [3.10]$$

3.10.3.4 Calculo del alargamiento del acero ante agrietamientos

El alargamiento del acero es el cociente entre su tensión y su modulo de elasticidad; pero como se ha visto la tensión del, acero no es constante: alcanzara su valor máximo entre los labios de la fisura y disminuye después por efecto de la colaboración del hormigón Fig. 3.2 por consiguiente el valor medio del alargamiento responde a una expresión del tipo:

$$\varepsilon_m = \varepsilon_s - \varepsilon_c = \frac{\sigma_s}{E_s} - \varepsilon_c \qquad [3.11]$$

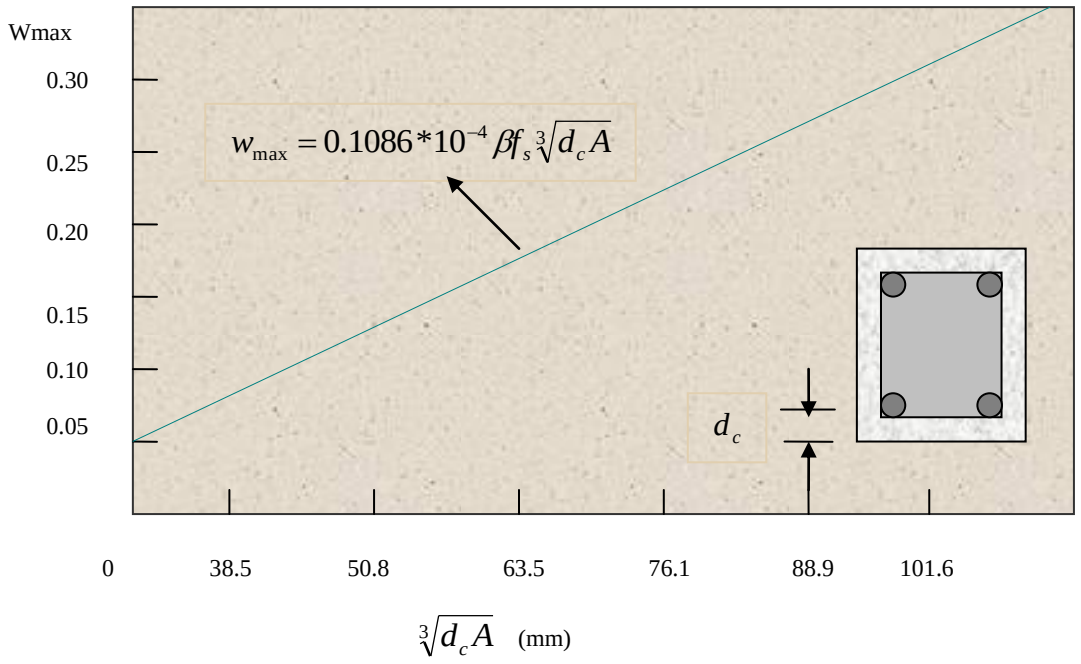


Fig 3.2 *Ancho máximo de grietas a nivel de refuerzo*

3.10.3.5 Consideraciones básicas del hormigón

Los elementos que más influyen en la durabilidad del hormigón armado son el agua y el mecanismo de transporte a través de los poros y fisuras, de gases, agua y agentes agresivos disueltos.

Los poros de hormigón se ubican en la pasta de cemento que constituye los distintos granos de árido, y en términos generales se pueden clasificarse en microporos, poros apilares y macroporos. Los primeros también denominados poros de gel tienen un radio medio de orden de una centésima de micra y no influyen prácticamente a la durabilidad, en cambio los poros apilares (cuyo radio medio es del orden de una milésima de milímetro), y sobre todo los macroporos (cuyo radio medio de orden de un milímetro), influye en la durabilidad de forma decisiva.

La durabilidad de hormigón viene a menudo determinada por la velocidad de la que se descompone, como resultado de una reacción química, para que esta tenga lugar es necesario que las sustancias agresivas (iones y moléculas, normalmente provenientes del ambiente exterior), se trasladen por la red de poros del hormigón hasta encontrar la sustancia reactiva en el hormigón, si no hay transporte no hay reacción.

La degradación del hormigón depende por tanto de que sea posible o no el transporte por su interior de gases y agua con sustancias agresivas. El aumento de la humedad ambiente produce un llenado de agua de poros mayores, lo que produce el espacio disponible para la difusión de los gases. Por consiguiente ambos factores (difusión de agua y difusión de los gases), se contraponen entre si hasta tal punto que en hormigones saturados de agua la difusión de los gases (oxigeno, dióxido de carbono, etc.), se reduce a valores despreciables.

Por tanto cuando se moja la superficie de hormigón a causa de la lluvia o de salpicaduras, las sustancias disueltas en agua son transportadas por el agua y la difusión de los gases esta prácticamente impedida, pero al cesar el transporte de agua la difusión de los gases comienza a fugar otra vez un papel dominante. Por ello las zonas de hormigón sometidos a ciclos de humedad, sequedad son muy vulnerables desde el punto de vista de la durabilidad.

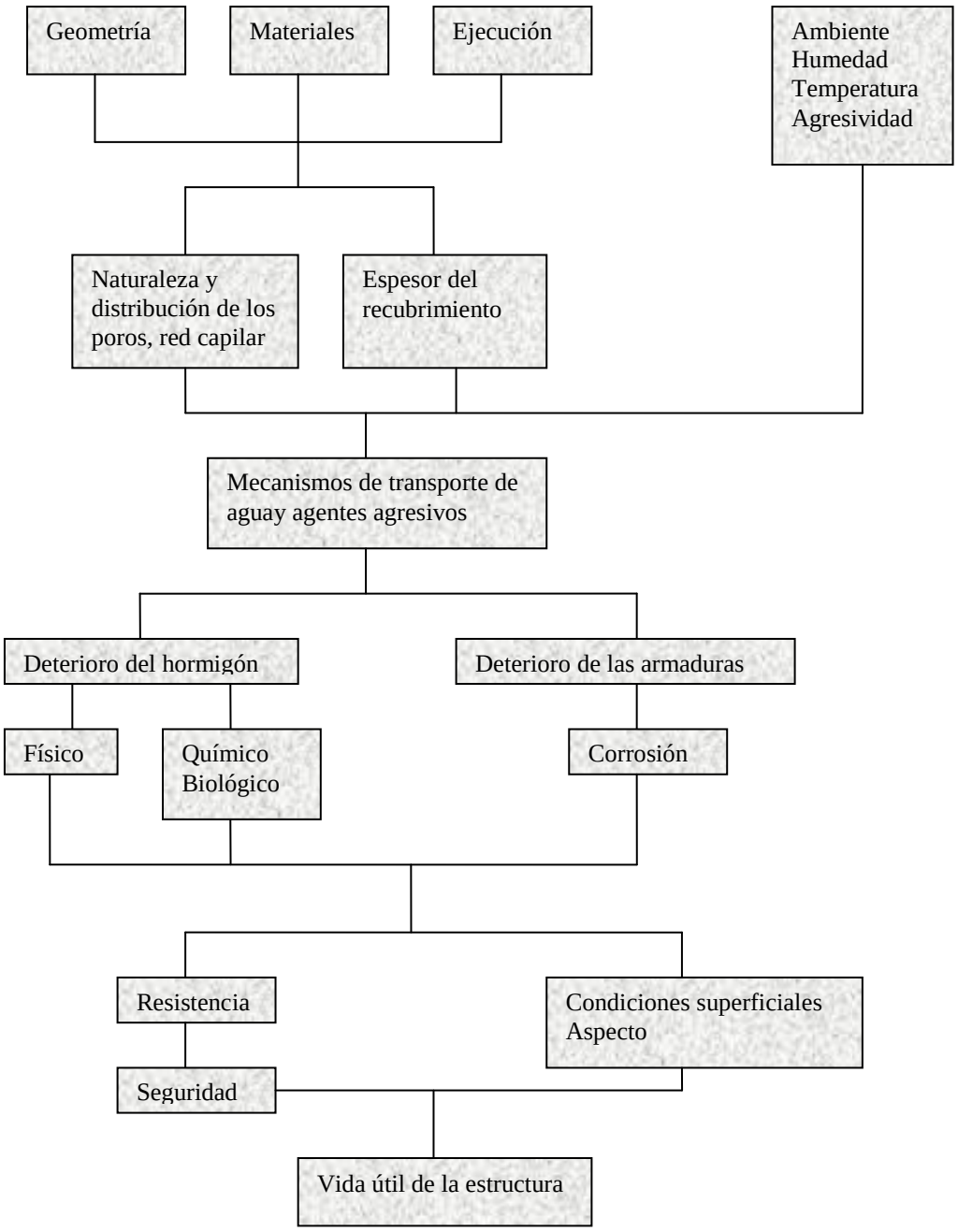


Fig. 3.3 *Factores influyentes en la estructura*

3.11 AGRESIVOS AL HORMIGÓN

Los agentes que pueden atentar contra la durabilidad del hormigón son muchos y no es fácil intentar su clasificación en forma simplificada pueden agruparse en:

1. **Acciones físicas**

   Variaciones de temperatura y humedad, temperaturas externas, haladas, radiaciones, fuego, etc.

2. **Acciones mecánicas**

   Cargas, sobrecargas, impactos, vibraciones, producidos por causas naturales (Aire, viento, sismos, etc.).

3. **Acciones químicas**

   En atmósfera natural o contaminada de gases, aguas agresivas (de curado natural y superficiales industriales negras y otros líquidos como los aceites grasas, etc.).

CAPITULO IV

PRUEBAS ENSAYOS E INSTRUMENTOS DE MEDICIÓN

4.1 GENERALIDADES

los modernos aparatos dinámicos, y los ensayos no destructivos permiten detectar el daño.

4.2 PRUEBAS DE CARGA

El objetivo de una prueba de carga es, generalmente, el de saber si la estructura se comporta correctamente, ante una patología y dentro del régimen elástico bajo la carga de servicio. En tal caso en ellas no debe sobrepasarse los valores característicos de las cargas supuestas ya que de otro modo se corre el riesgo de introducir lesiones permanentes en las estructuras, (fisurasión o deformaciones no recuperables).

Este tipo de pruebas resultan convenientes cuando se desea obtener alguna información complementaria en el caso de haberse producido cambios o problemas durante la construcción.

Se efectúa la prueba de carga para conocer el margen de seguridad de una estructura, se comprende por lo dicho que en general resulta arriesgado acudir a una prueba de carga, en el caso de que se desea saber, si una estructura antigua de características desconocidas, es capas de admitir una carga de utilización superior a la de uso que viene recibiendo y ello debido a desconocimiento del grado de fragilidad de las piezas (distancia entre la aparición de los signos apreciables y la rotura).

De cualquier modo y salvo casos muy específicos las pruebas de cargas deben ser consideradas como una comprobación adicional y no como una comprobación única, a pesar de su aparente evidencia como argumento de validez.

En general las pruebas de carga de obras reales en las que no se sobrepasan las cargas de servicio solo pueden efectuarse sobre elementos que trabajen a flexión no pudiendo probar soportes u otros elementos comprimidos. Por varias razones magnitud excesiva de carga necesaria pequeñez de las deformaciones bajo cargas de carácter frágil de rotura, etc.

En cuanto a la forma de realizar las pruebas de carga se utilizan casi siempre cargas repartidas, y la primera precaución consiste precisamente en materializar la carga de forma que resulte distribuida, sin formación de arcos de descarga (transmisión directa a los apoyos), que falsean la prueba, las bolsas de agua son un procedimiento muy idóneo que además permite acomodar cómodamente los sucesivos incrementos de carga, en cambio los sacos de cemento o similares solo pueden emplearse si se colocan cuidadosamente. Las cargas se aplican por sucesivos incrementos (en general cuatro), hasta completar la carga total, con intervalos de cinco minutos de duración por lo menos entre cada dos ciclos deben quedar estabilizados los aparatos de medida así como bajo la carga total antes de su lectura, después la carga total se mantiene 24 horas y se procede a una nueva lectura iniciándose la descarga.

Es importante medir la temperatura y humedad ambiente durante la prueba así tener encuenta las condiciones de soleamiento sobre la estructura, ya que estos afectan a los parámetros de medición y pueden provocar deformaciones indeseables en los elementos.

Durante todo el proceso, y al final del mismo debe examinarse, el estado de la obra, observando si han aparecido (fisuras, cuya anchura se modera en cada caso).

Cuando se trata de pruebas de carga el resultado de la prueba se considera satisfactoria si ha habido concordancia entre las deformaciones (flecha, giro), medidas y las previstas, por el calculo admitiéndose desviaciones hasta un 15 % por el lado de la

inseguridad, y sin limitación por el lado de la seguridad, además se considera necesario, el cumplimiento de las condiciones siguientes:

a) En el transcurso de la prueba no se producen fisuras superiores al valor previsto en el proyecto.
b) La flecha media no excede los valores establecidos en el proyecto.

Finalmente se puede decir que es la de máxima importancia que la realización de pruebas de carga, así como la interpretación de los resultados, se confié siempre, a personal especializado en este tipo de trabajos.

Mas cundo se trata de un control patológico estructural de hormigón, son muy necesarias este tipo de pruebas ante una patología dada para detectar el grado de la estructura como parte del diagnostico y posible pronostico y su inmediata solución o no.

4.3 CLASIFICACIÓN

Los ensayos mas comunes que se realizan con el hormigón, de ellos, unos re refieren a hormigón fresco, y tienen como finalidad conocer las características del mismo y otros se refieren al hormigón endurecido, siendo su objetivo determinar sus calidades y fundamentalmente su resistencia.

Procedimiento	Forma de trabajo	Característica que se determina
Análisis químico	Determinación de contenido de cal	Contenido de cemento
Extracción de probeta de testigo	Sonda rotatoria	Resistencia, porosidad
Explotación esclerometrica	Estimación de dureza superficial	Resistencia
Exploración con ultrasonido	Medida de la velocidad de propagación de onda	Presencia de fisuras
Detección magnética de armaduras	Medición de variaciones en campos magnéticos	Posición de las armaduras y espesor de recubrimiento
Rayos x	Inspección radiográfica	Posición de las armaduras
Isótropos radiactivos	Medición de la absorción o difusión	Porosidad, coqueras contenido de agua
Examen del microscopio	Sobre el propio elemento	Porcentaje de fisuras
Análisis petrográfica	Sobre muestras extraídas	Posibles alteraciones (precipitación, carbonatacion, etc.)
Recuento microscópico	Método de las líneas transversales	Aire ocluido
Pruebas de carga	Medición de deformaciones y fisuras	Comprobación del comportamiento elástico

Tabla 4.1 *Estimación de la calidad de hormigón en una estructura*

4.3.1 Clasificación

Según la naturaleza, los métodos de ensayo normalmente empleados para determinar la resistencia del hormigón puede clasificarse en destructivas y no destructivas.

4.4 ENSAYOS DEL HORMIGÓN FRESCO

Estudiaremos en este caso los métodos de ensayo mas comunes que se realizan con el hormigón, De ello estos se refieren a hormigón fresco y tienen la finalidad de conocer las características del mismo.

4.4.1 Ensayos de consistencia

El método universal comúnmente utilizado es el de Cono de Abrams, con las siguientes dimensiones, diámetro de la base superior 10 cm., diámetro de la base inferior 20 cm., altura 30 cm.

Imag. 4.1 *Ensayo de consistencia*

4.4.2 Determinación de la densidad

Se utiliza el molde estático y rígido de la densidad del hormigón fresco se describe en los auto compactadores.

Imag. 4.2 *Determinación de la densidad*

4.4.3 Contenido de aire ocluido

El ensayo consiste esencialmente en determinar la deformación elástica que experimente el hormigón fresco bajo una presión dada en condiciones definidas, para ello se utiliza un aparato que consta de una cuba con tapa hermética.

Imag. 4.3 *Contenido de aire ocluido*

4.5 ENSAYOS MECÁNICOS

Los ensayos principales sobre el hormigón endurecido son los correspondientes a su resistencia mecánica.

4.5.1 Método de ensayo a compresión

Que consiste en el centrado de la probeta sobre el plato inferior y luego se comprime con el plato superior, do modo que la carga sea uniforme.

Imag. 4.4 *Método de ensayo a compresión*

4.5.2 Método de ensayo a flexo tracción

El ensayo suele efectuarse sobre probetas prismáticas de sección cuadrada y una altura al doble de la base, con una luz de ensayo de 2/3 de la altura.

Imag. 4.5 *Ensayo a flexo tracción*

4.6 EXTRACCIÓN DE ENSAYO DE PROBETAS TESTIGO

Se aplica cuando sea necesario determinar la resistencia del hormigón correspondiente a una obra ya ejecutada, pueden obtenerse probetas talladas directamente de la obra.

Generalmente las probetas se extraen mediante o perforadoras tubulares con lo que se obtiene el testigo cilíndrico cuyas caras externas se cortan posteriormente con disco.

Imag. 4.6 *Ensayo de probetas de testigo*

4.7 ENSAYOS NO DESTRUCTIVOS

Los ensayos no destructivos tienen por objeto conocer la calidad del hormigón en las obras. Sin que resulte afectada la pieza o estructura como objeto de examen los cuales nos dan una información a cerca si o no existe alguna patología.

4.7.1 Medición de la dureza de hormigón (Esclerómetro)

Imag. 4.7 *Medidor de dureza de hormigón*

En 1950 se diseñó el primer esclerómetro para la medición no destructiva del hormigón. Patentado con el nombre schmidt**,** su valor de rebote *"R"* permite medir la dureza de este material. se ha convertido en el procedimiento más utilizado, a nivel mundial, para el control no destructivo en hormigón. *PROCEQ* ofrece una amplia gama de modelos, con características específicas para cada aplicación. Los modelos P, PT y PM son esclerómetros pendulares, que se utilizan para medir durezas de materiales de construcción de baja resistencia. Estos modelos se diferencian en el tamaño y en la forma de su punta de impacto

4.7.2 Detector de armaduras de hormigón armado

Imag. 4.8 *Detector de armaduras en el hormigón*

Mediante un sistema de inducción de pulsos, este aparato localiza barras en armaduras, determina el recubrimiento de hormigón, almacena en memoria hasta 100.000 valores de medición y determina el diámetro de barras con una sola sonda universal.

El *profometer* 5 Modelo S es la unidad básica que realiza las funciones de localización de barras en una estructura; mide la cobertura de hormigón en dos niveles de medida -hasta 180 mm de profundidad-, registra datos de cobertura individuales y su valoración estadística y determina el diámetro de las barras con una precisión de ± 1-8 mm (dependiendo del diámetro).

La última generación del detector de armaduras, cuenta además con un captador de desplazamientos integrado en un carrito sonda para escaneo de superficies. A través de su función *Cyberscan*, este modelo posibilita representar gráficamente la red de armaduras en su display. El modelo más avanzado del detector también ofrece la función de "*medida con trama"* que representa los recubrimientos de hormigón en escala de grises o en milímetros y permite transferir datos a una hoja Excel y gráficas a un PC mediante el software *Provista*.

4.7.3 Analizador de corrosión en las armaduras de hormigón

Imag. 4.9 *Analizadorde corrosión en armaduras de hormigón*

Detecta de manera no destructiva la corrosión en las armaduras de hormigón de los elementos de construcción. El método del corrosivímetro detecta el óxido en las armaduras antes de que aparezcan daños visibles de peligrosas consecuencias. Funciona mediante la medida del campo potencial: la corrosión del acero en el hormigón es un proceso electro-químico, por lo que el aparato presenta un elemento galvánico similar al de una batería, que produce una corriente eléctrica.

Detecta los factores de influencia en la corrosión, tales como el contenido de cloratos, la carbonatación, el contenido de oxígeno y el pH. Las medidas de potencial se pueden realizar con un solo electrodo aplicado a un punto o con un sistema multielectrodo para medir potenciales de campo. En su memoria puede almacenar datos de superficies de hasta 4.000 metros cuadrados.

4.7.4 Aparato de ultrasonidos detector de uniformidad del hormigón

Imag. 4.10 *Detector de uniformidad de hormigón*

La velocidad de propagación de un material depende de sus propiedades de densidad y elasticidad, que al mismo tiempo están relacionadas con la calidad y la resistencia del material. Por ello, mediante ultrasonidos es posible obtener información acerca de la uniformidad del hormigón, los huecos, fisuras, o defectos producidos por el fuego y el hielo, el módulo de elasticidad y la resistencia del hormigón. Realiza ensayos no destructivos "in situ" a través de un equipo base que comprende

una unidad digital con memoria no volátil para 250 medidas, una pantalla gráfica LCD de 128 x 128 mm. Con salida RS 232C, una conexión para alimentación externa de 9 V DC, un software integrado para transmisión a un PC de los valores medidos, dos transductores de 54 Khz., 2 cables BNC de 1.5 m, 1 barra de calibración, pasta de acoplamiento, instrucciones y maleta de transporte. El rango de temperatura de medición oscila entre los-10º y + 6O ºC. funciona mediante pilas, con autonomía para 30 horas y su rango de medida abarca entre los 0.1 y 6553.5 seg.

4.7.5 Medida de resistividad eléctrica en elementos de hormigón (Resistivímetro)

Imag. 4.11 *Medidor de resistencia del hormigón*

Mide la resistividad eléctrica en elementos de hormigón armado, determinando posibles peligros de corrosión. Cuenta con una *sonda de resistividad Wenner*-Proceq, con electrónica integrada para medir la resistividad mediante el método de cuatro puntos. La medida de la resistividad eléctrica en elementos de hormigón armado permite determinar el peligro de corrosión de las armaduras.

El aparato funciona en un rango de temperatura entre los -10º y los +60ºC. Funciona mediante 6 baterías LR6 de 1.5 V. para 30 horas.

4.7.6 Medición de tracción del hormigón

Imag. 4.12 *Medidor de tracción de hormigón*

Es un método de ensayo, utilizado para medir la resistencia superficial a la tracción en el hormigón. El ensayo consiste en realizar un corte circular con una pequeña broca de 50 mm. De diámetro. Seguidamente, y utilizando un adhesivo con base rápida, se pega un disco de ensayo. El disco se arranca con el, que indicará su resistencia directamente en N/mm^2 o en kN. Todos los modelos incluyen un disco de ensayo y un perno de tracción.

Estrich es el aparato de tracción manual, con fuerza de tracción máxima de 400 N correspondientes a 2 N/mm^2, con lectura analógica. Otros modelos abarcan fuerzas de tracción desde 6 kN a 100 kN y disponen de indicación digital en el mismo instrumento o mediante la unidad de control.

4.7.7 Control de permeabilidad

Imag. 4.13 *Controlador de permeabilidad*

La permeabilidad superficial del hormigón ha sido reconocida como un factor importante para determinar la durabilidad del material. es un equipo rápido y fiable para medir de manera no destructiva la permeabilidad al aire en estructuras de hormigón. La unidad trabaja con una bomba de vacío comercial.

Aspectos característicos del método son la celda con doble cámara y el regulado que equilibra la presión en la cámara de medición central y en el anillo de guarda exterior. De esta manera se genera un flujo unidireccional de aire hacia la cámara central, eliminando todo flujo espúmeo transversal. Los datos se almacenan en un microprocesador que indica el valor del coeficiente de permeabilidad al término del ensayo, que dura entre 2 y 12 minutos.

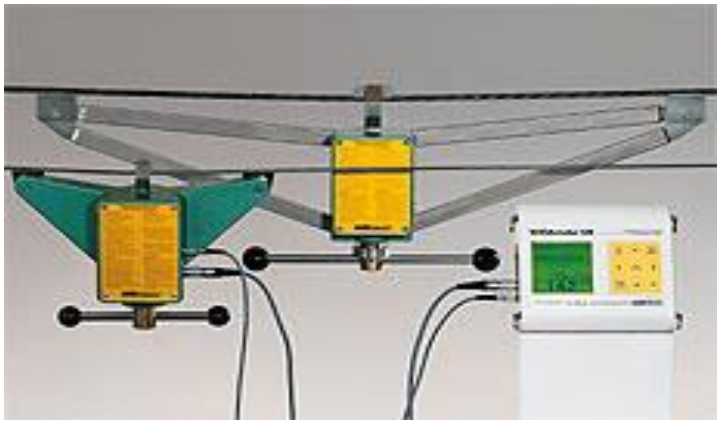
4.7.8 Control de porosidad

Imag. 4.14 *Control de porosidad de hormigón*

El principio de medida de son los *tubos de Karsten*, desarrollados para la medida de penetración de agua en la superficie de hormigón en las fachadas por la lluvia batiente. La presión inicial de 100 mm de la columna de agua del tubo corresponde a la ejercida, por las gotas de agua proyectadas contra la pared o superficie por un viento de 140 Km. /h.

POROSITESTER presenta, frente a otros sistemas de control de porosidad, ventajas propias que suponen que la fijación de los tubos se efectúa limpiamente sin dejar señal en la fachada. Además, la junta de goma del tubo proporciona una superficie de contacto definida y las juntas flexibles en la placa de adherencia y los tubos permiten una fijación segura, incluso en superficies irregulares. Se alimenta con una batería de coche o moto, cargador de batería o fuente de alimentación recargable.

4.7.9 Medición precisa de forma digital la fuerza de tracción en el acero (Tensiómetro)



Imag. 4.15 *Medidor de fuerza de tracción de acero*

Los tensiómetros permiten la medida precisa, de forma digital, de la fuerza de tracción en cables o lizas de acero. se utiliza para controlar la tensión en bancadas de depósitos reforzados con cables, tubos y elementos pretensazos sencillos.

El tensiómetro se utiliza frecuentemente para controlar la tensión en cables de transporte y en los que se emplean en líneas de conducción aérea. Su manejo resulta extremadamente simple: se preselecciona el diámetro del pretensado, se aplica el aparato al cable habiéndolo puesto previamente a cero, y se mide la fuerza tensil. se fabrica en dos modelos: el *SM 55*, con una longitud de 320 mm. , y el *SM 150*, de 850 mm.

4.7.10 Microscopio detector de grietas

Imag. 4.16 *Microscopio detector de grietas*

Microscopio detector de grietas. Medición de ancho de fisuras en estructuras y otros materiales, con aumento de 35X y con rango de medida de 4 mm con divisiones de 0.02 mm.

4.7.11 Detector de uniformidad de cavidades y fisuras

Imag. 4.17 *Detector de cavidades de fisuras*

Ultrasonidos tico. Detección de uniformidad, cavidades, fisuras, medición del módulo de elasticidad y resistencia

4.7.12 Medidor de humedad de hormigón

Imag. 4.18 *Medidor de humedad de hormigón*

Higrómetro protineter Medidor de humedad e higrómetro, para diferentes materiales de construcción (morteros, madera...), multifunción con medida de humedad relativa y temperatura.

CAPITULO V

ANÁLISIS DE CAUSAS POR ACCIONES FÍSICAS

5.1 INTRODUCCIÓN

Bajo la denominación de medidas de protección física de las estructuras, se comprenden aquellas medidas necesarias para controlar importantes procesos físicos en la estructuración.

5.2 PRESCRIPCIONES

En los últimos años se elaboraron numerosas normas que progresivamente han imposibilitado las discrepancias de las conocidas reglas de la física estructural entre otras y sus ventajas. Esas normas son muy minuciosas y que constituyen la base de las medidas físicas a tener encuenta para la protección de diversas causas presentes en eta acción física de los elementos estructurales.

5.2.1 Motivos más frecuentes

La falta de la metodología en el trabajo, debido a las causas son:

- Exigencia del control climático.
- Utilización de nuevos métodos de construcción que crean problemas importantes sin una experiencia técnica suficiente.
- Utilización de nuevos materiales sin ninguna experiencia sufriente de sus propiedades y el uso de los mismos junto con otros materiales de construcción de características completamente distintas.
- Se quiere enseñar leyes y normas constructivas y practicas para facilitar la labor.
- La transmisión de calor y leyes físicas conocidas.

- Los procesos de permeabilidad de agua son de difícil cálculo en el caso de que lo hagan en forma de vapor e imposible en el de líquido, pero por el contrario tienen la ventaja de que pueden ser localizados de inmediato las manchas de humedad.
- El calor y la humedad tienen la propiedad característica de buscar una posición de equilibrio.

5.3 INFLUENCIA DE LA HUMEDAD DEL AIRE

La humedad del aire con valor considerado normal esta en, 35 a 75 %, ver la tabla 5.1 continuación.

Humedad	Observaciones
<35 % 35 a 75 % >75 %	Molestias en el hormigón Considerado como normal Influencia directa en la evaporación de la transpiración del hormigón

Tabla 5.1 *Consideraciones de la humedad del aire*

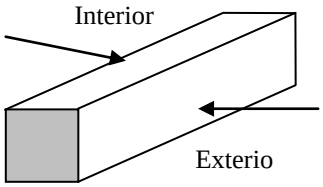
Cuanto más húmedo es el aire mas facilidad se tiene para transpirar.

Donde:

te = Temperatura exterior

ti = Temperatura interior

φi = Humedad relativa del aire



te (°C)	ti (°C)	φi (%)
20 22 24	20 21 22	80 75 72

Tabla 5.2 *Temperatura interior y exterior en verano y valores máximos de la humedad relativa*

5.4 MOVIMIENTO DEL AIRE EN EL HORMIGÓN

El movimiento del aire, es otro factor que interviene a las condiciones a las que esta expuesta el elemento del hormigón estructural.

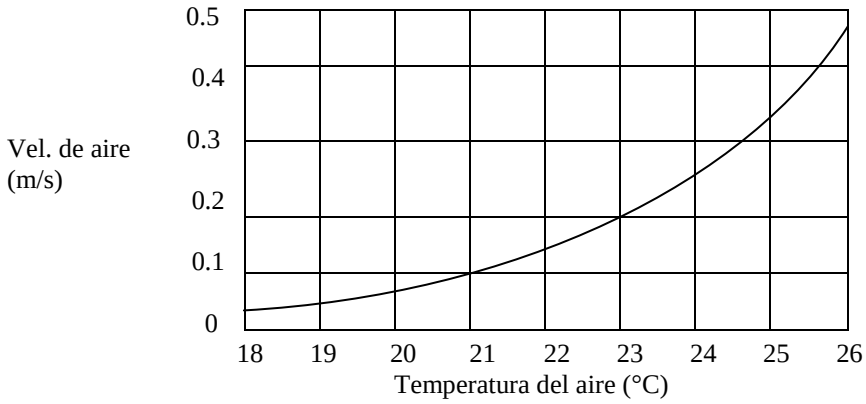


Fig 5.1 *Velocidad tolerable del aire al adoptar a la estructura del hormigón cara (criterio al aire libre)*

Velocidad del aire tolerable

T = 20 °C ⟶ V= 0.15 (m/s)

T = 22 °C ⟶ V = 0.25 (m/s)

Donde:

T= Temperatura

V = Velocidad del aire

5.5 RESUMEN

El conocimiento de los datos anteriores es útil porque en el futuro se deberá trabajar en estrecha relación entre técnicos e ingenieros.

5.6 ESTRUCTURA FÍSICA DE LOS MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

El conocimiento de las características físicas de los principales materiales y aislamientos son tan importantes , como el dominio de los cálculos teóricos, en la mayoría de los casos se ven a simple vista.

5.6.1 Cámaras de aire en el hormigón

Por el nombre de cámara de aire se entiende generalmente un espacio grande o pequeño lleno de aire dentro de un material o de un elemento constructivo. Los espacios grandes son poco apropiados en el sentido físico –constructivo pues permiten movimientos de aire y formación de condensación en las superficies frías. Para el aislamiento solo son útiles las cámaras de aire pequeñas.

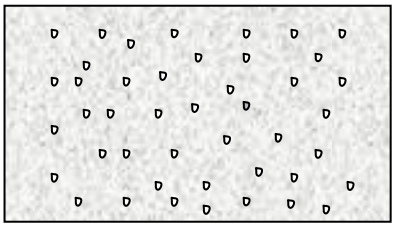


Fig. 5.2 *Vista del hormigón de cámaras de aire*

5.6.2 Burbujas en el hormigón

Son cámaras de aire serrados, pequeño de forma esférica o elíptica, resistentes a la presión. Debido a su pequeño tamaño no permiten el fenómeno de la conservación, un material lleno de burbujas tiene normalmente un elevado coeficiente de aislamiento térmico este puede ser muy bueno cuando las paredes de estas burbujas son poco porosas e impermeables, en este caso el material es un poco permeable al paso de la humedad (agua o vapor) por eso los materiales aislantes destinados a sitios poco ventilados, o que no pueden desprenderse de la humedad, deberían ser de naturaleza llena de burbujas serradas

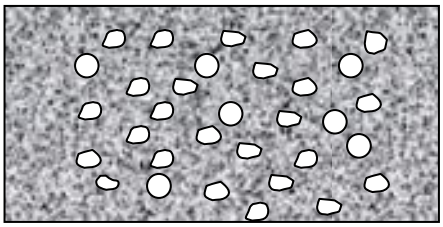


Fig 5.3 *Vista del hormigón con burbujas (burbujas de aire)*

5.6.3 Poros distribución y tamaño de los poros en el hormigón

Los poros son cámaras de aire pequeñas comunicadas entre si con el aire, se puede tratar de poros circulares o aperturas muy finas en la superficie porosa o de canales de comunicación muy finos, los poros se forman por la conexión de conductos capilares naturales o artificiales, al aumentar el tamaño de los poros disminuye el aislamiento térmico, al bajar el promedio de tamaño de los poros de un material aumenta la capacidad de aislamiento, así se puede determinar para poros:

- Más pequeñas de 1mm además de la conservación se acumula también la radiación.
- Más pequeños de 10 mm se anula la conductibilidad del calor por conservación.
- Con una densidad baja poros grandes el aislamiento sea bastante bajo
- Con densidad media de capacidad del asilamiento aumenta porque al crecer la densidad disminuye el tamaño de los poros.
- Con densidad mayor vuelve a perder aislamiento divido a que los poros se substituyen por material denso y el espacio de los poros disminuye al aumentar la densidad.

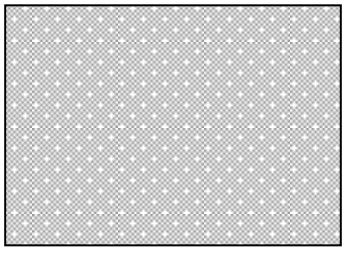


Fig. 5.4 *Distribución de los poros en el hormigón*

5.6.4 Capilaridad en el hormigón

Conductos capilares con canales de diámetro finísimo, se serpentean a través del material como una red en conexión con el aire y entre si, por fenómenos de capilaridad los líquidos empapan estos materiales y avanzan a través de ello incluso subiendo, venciendo la fuerza de gravedad.

1	mm	diámetro sube	15 mm
0.01	mm	diámetro sube	1500 mm
0.0001	mm	diámetro sube	150000 mm

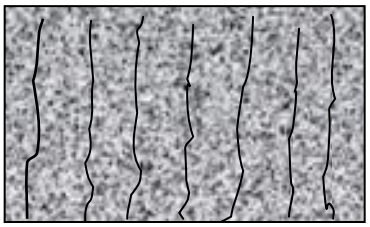


Fig. 5.5 *Corte del elemento del hormigón donde se ven los conductos capilares*

5.6.5 Estructura celular del hormigón

El porcentaje de poros abiertos o serrados dentro de un material puede ser muy distinto dentro de un mismo material, un material puede tener una estructura:

- Celular abierta
- Celular cerrada
- Celular mixta

Un material lleno de burbujas es de celular serrada, por ejemplo “espuma de vidrio “ tanto en células cerradas como las células abiertas, una espuma plástica porosa u hormigón poroso no tiene solo burbujas sino también conductos capilares y son por tanto de estructura celular mixta, cuando capas de material de poros finos están en estrecho contacto con otros de poros mayores la humedad siempre avanza de poros gruesos a los finos nunca

al revés, materiales de poros abiertos pueden tener canales verticales que actúan como conductos capilares y absorben agua, la humedad sin embargo proviene no solo de los materiales vecinos sino también del aire, los materiales tienden a equilibrar su presión higroscópica con la humedad del aire de acuerdo con su temperatura y humedad.

5.6.6 Propiedades críticas del hormigón

Hay ciertas propiedades de los materiales que interesan porque afectan las propiedades físicas del hormigón estructural, estas propiedades muy a menudo se omiten en tratados de construcción, entre ellas las más importantes son:

- Propiedades aislantes de conductividad o de inercia térmica
- Velocidad de absorción de la humedad
- Capacidad para la rápida disipación de la humedad y de secado
- Capacidad hidroscópica de los materiales
- Inalterabilidad del material estructural ante la humedad
- Inalterabilidad de forma y volumen ante los cambios de temperatura y humedad
- Comportamiento del material ante temperaturas externas, cambios rápidos de temperatura y ante la exposición de los rayos solares
- Conservación o variación de las propiedades ante influencias de humedad o temperatura
- Facilidad a la corrección o perdida de las propiedades

El comportamiento del hormigón debido a estas circunstancias no solo depende del material sino también de su estructura.

5.6.7 Tipos de desgaste físico

Las condiciones mas importantes que deben cumplir los materiales del hormigón son:

- Desprendimiento de la humedad
- Resistencia a las inclemencias atmosféricas, lluvia, viento, sol, etc.
- Resistencia a las perdidas de calor en épocas de invierno

- Resistencia a las ganancias de calor en épocas de verano
- Resistencia física a la humedad interior (vapor y liquido)
- Aislamiento acústico

Estas exigencias son en su mayor parte cambios de temperatura y humedad.

5.6.8 Transmisión de temperatura y humedad

5.6.8.1 Transmisión de temperatura

El calor cuya unidad de medida es en kilocalorías siempre sigue la ley de caída de temperatura, esto quiere decir que la temperatura siempre pasa de un ambiente mas caliente a otro mas fría nunca al revés, así en invierno transmiten calor de dentro afuera, en verano estos procesos son inversos hay que tener encuenta que bajo la influencia del sol los muros exteriores y sobre todo las terrazas que reciben la radiación solar están mas calientes que el aire que los rodea.

5.6.8.2 Transmisión de humedad en estado de vapor

La humedad en forma de vapor se mide por gramos de agua por m^3 de aire ($Kg./m^3$) o por la medida de la presión de vapor de agua en el aire el vapor de agua siempre pasa del ambiente donde hay mas presión de vapor a la inferior, estos movimientos que se producen sin ayuda de otros medios e inclusive venciendo la gravedad, se conoce por difusión la dirección de la difusión se determina por el contenido absoluto de vapor de agua, se dirige a donde su contenido absoluto es menor.

5.6.8.3 Transmisión de humedad en estado liquido

La mayoría de los elementos constructivos contienen agua, que se mueve según la estructura capilar del material, sin embargo en hormigón el movimiento de agua es continuo. La humedad liquida siempre se traslada hacia el lugar mas seco a trabes de la red

capilar, el vapor de agua se difunde hacia donde es absolutamente seco esto puede significar que el vapor y el agua vayan en el mismo sentido pero es frecuente también que ocurra lo contrario sin conocimiento de estos procesos no se pueden comprender las características de hormigón.

5.6.8.4 Relaciones entre transportes de humedad y de vapor

Los procesos descritos tienen una estrecha relación , la intensidad del flujo térmico depende del salto térmico, al disminuir el salto térmico también disminuye la cantidad de calor trasladado hay una diferencia entre las transmisiones de calor constante y las irregulares que se pueden presentar periódicamente y que incluso pueden llegar a presentarse en sentido inverso. La intensidad de procesos de difusión de vapor de agua dependen de la pendiente de la presión de vapor. Estos procesos a veces se producen en la práctica a la inversa, ósea en los periodos en los que los elementos constructivos aboben humedad se alteran con otros periodos en los que desprenden humedad y se secan. Por este motivo es necesario mucho tiempo para que se hagan visibles los encharcamientos de agua originados solamente por la difusión de vapor de agua.

El transporte de agua capilar es a menudo opuesto al de la difusión del vapor. En elementos capilares se transporta mucha mas agua en estos líquidos que en forma de vapor en dirección opuesta, en casos desfavorables el movimiento capilar de agua aumenta la difusión de vapor, esto se presenta siempre cuando el aire en el lado frió esta mas seco tanto relativa como absoluta. Esto es fácil de controlar con la lectura de los datos climáticos tanto exteriores como interiores.

5.6.8.5 Calculo teórico de los intercambios de calor y humedad

El calculo de las cantidades de calor intercambiadas es posible en el caso de que sean estacionarias o constantes, el control de los procesos no estacionarios o irregulares es difícil después en este caso este proceso no afecta a un solo elemento sino a toda la estructura, el efecto de la difusión de vapor es teóricamente controlable.

El transporte de agua capilar es a menudo opuesto al de la difusión del vapor. En elementos capilares se transporta mucha mas agua en estado líquido que en forma de vapor en dirección opuesta, en casos desfavorables el movimiento capilar de agua aumenta la difusión de vapor, esto se presenta siempre cuando el aire en el lado frió esta mas seco tanto relativa como absolutamente. Esto es fácil de controlar con la lectura de los datos climáticos tanto exteriores como interiores.

5.6.8.6 Calculo teórico de los intercambios de calor y vapor

El calculo de las cantidades de intercambio de calor es posible en el caso de que sean estacionarias o constantes, el control de los procesos no estacionarios o irregulares es difícil después en este caso este proceso no afecta solo al elemento sino a toda la estructura, el efecto de la difusión de vapor es teóricamente controlable con la ayuda de los cálculos simplificados de algunos factores, sin embargo algunos resultados de estos cálculos puede estar muy lejos de la realidad cuando se trata de elementos constructivos que permiten un transporte capilar muy importante.

El movimiento de la humedad liquida por fuerzas capilares en elementos no se puede calcular, la difusión de vapor de agua se produce en la misma dirección a diferencia

de presión de vapor, como la humedad relativa exterior es mas grande que la interior, la temperatura exterior del elemento puede alcanzar los 60°C y esto produce un salto térmico parte de este calor se disuelve inmediatamente al aire exterior por radiación pues se encuentra unos 30 °C por debajo de la temperatura de la pared del elemento.

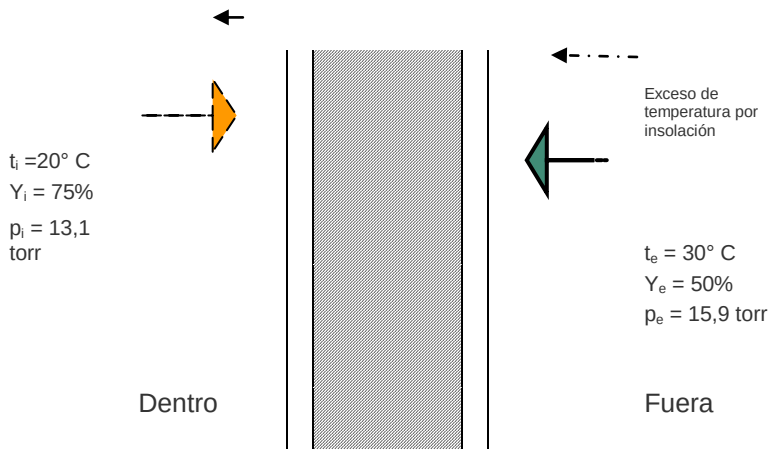


Fig. 5.6 *Pared exterior de muro de hormigón ligero en época de verano con flujo térmico hacia adentro, débil difusión de vapor también hacia a dentro y débil transporte capilar de agua, hacia afuera*

En las terrazas tenemos condiciones físicas similares aquí si embargo el movimiento capilar del agua esta impedido, las terrazas de hormigón dejan pasar el agua capilar en pequeñas cantidades y de forma muy lenta, el efecto de estos procesos físicos no depende solamente de las condiciones climáticas sino también de la naturaleza de los materiales.

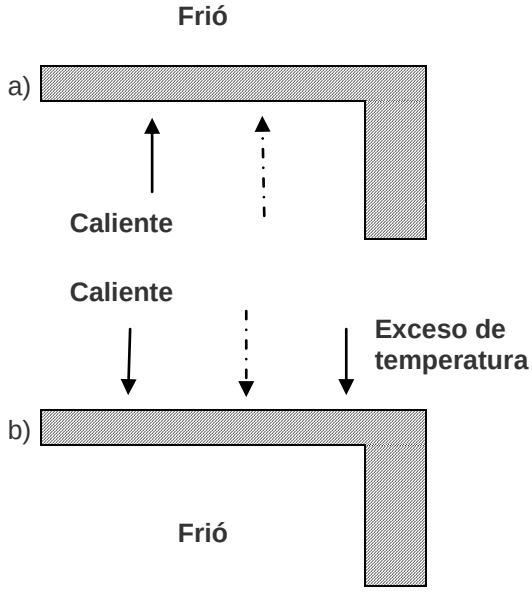


Fig. 5.7 *Desplazamiento de calor y vapor a través de la terraza*
a) En invierno
b) En verano

5.6.8.7 Transmisión térmica y difusión

En la cantidad se trabaja casi exclusivamente con materiales que en oposición de los que sucedía con los tradicionales, regulan de distintas maneras la transmisión térmica y la difusión de vapor de agua y que por tanto trabajan con un modo no armónico esto aplica varios fenómenos que no ocurrían con las formas tradicionales de construcción.

5.6.8.8 Cambios volumétricos de origen térmico

Al tratar sobre las propiedades térmicas de los agregados se menciono que las características de estos son el principal factor que determina el comportamiento térmico del Concreto, en relación con los cambios de volumen del concreto por efectos térmicos, la propiedad que requiere considerarse es el coeficiente de expansión térmica lineal, que es el valor de cambio de longitud que se produce por la variación de un grado centígrado en la temperatura del concreto, el cual normalmente se expresa en 10^{-6}/°C, si la temperatura se disminuye, es decir su coeficiente de expansión térmica es positivo. La magnitud del coeficiente de expansión térmica del concreto depende de los correspondientes coeficientes de los agregados y de la pasta de cemento. El coeficiente de expansión térmica de los agregados es influenciado primordialmente por la composición mineralógica de las rocas que lo componen en la Tabla 5.3.

Tipo de roca	lineal Cea, 10^{-6}/°C, Coeficiente de expansión térmica
Calcedonia o pedernal	11.8
Cuarcita	10.3
Cuarzo	11.1
Arenisca	9.3
Mármol	8.3
Caliza silicea	8.3
Granito	6.8
Dolerita	6.8
Basalto	6.4
Caliza	5.5

Tabla 5.3 *Valor medio del coeficiente de expansión térmica lineal de agregados según el Tipo de roca*

Para estimar el coeficiente de expansión térmica del concreto, si se conoce el tipo de roca que constituyen los agregados y el estado de humedad en que se allá el concreto de la estructura, el comité ACI recomienda la siguiente expresión:

$$Cec = Kh + 3.1 + 0.72\ Cea \qquad [a]$$

Donde:

Cec = Coeficiente de expansión térmica lineal del concreto en 10^{-6}/°C,

Kh = Es un valor correctivo de acuerdo con el estado de humedad del concreto

Cea = Es el coeficiente de expansión térmica de los agregados.

5.6.8.9 Materiales no armónicos

La figura reproduce esquemáticamente el comportamiento de una pared de columna de hormigón no tiene mucha resistencia del paso del calor sin embargo su resistencia a la difusión es elevada y por lo tanto frena el paso del vapor de agua, veamos que consecuencias tiene esto cuando esta pared se expone a un salto térmico y a una diferencia de presión de vapor de agua.

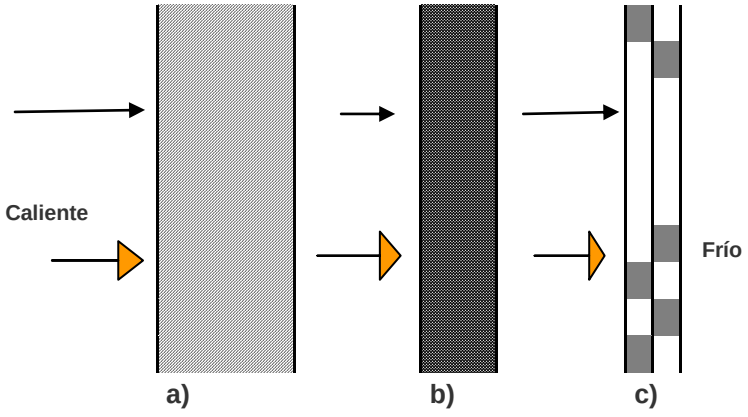


Fig. 5.8 *Materiales que trabajan inarmónicamente*
a) Hormigón denso
b) Aislante poroso
c) Berrera para el vapor

Veamos que consecuencias tiene esto. Cuando la pared de columna se expone a un salto térmico y a una diferencia de presión de vapor de agua, el vapor de agua del aire inferior que tiene que atravesar la pared encuentra una barrera fría y el vapor se enfría; si el punto de roció del aire inferior es alcanzado, se condensa el agua el comportamiento inarmónico de la pared es un inconveniente.

La figura 5.8 nos presenta un aislante térmico poroso como es, por ejemplo una plancha ligera de fibra de madera frena el flujo de vapor y sin embargo es extraordinariamente permeable al vapor de agua. Esto es también es peligroso porque en el interior del material muchas beses se desase el equilibrio entre temperatura y vapor, el vapor de agua llega sin merma a una zona de temperatura baja, lado frió del aislante por este motivo existe el peligro en los aislantes porosos de que se produzca la condensación en la cara fría.

5.6.9 Efectos aislantes y de barreras de vapor

En la práctica de la construcción no se puede evitar de distintos elementos de características completamente distintas, por el simple hecho de colocar un aislante a una barrera de vapor se modifican absolutamente las propiedades físicas constructivas de un elemento.

5.6.9.1 Aislamiento interior o exterior

Tan importante como la misma colocación de un aislante lo es su situación. En la figura se ve una pared exterior que tiene una resistencia al paso del calor R = 0.60 h m^2grad / k cal bajo las condiciones climáticas indicadas en el esquema, temperatura inferior 14.4 °C el hielo no llega hasta media pared, cuanto mas poros sea el aislante y más denso el material exterior más intensa se presenta la condensación de agua aunque las condiciones climáticas sean la misma, desde le punto de vista técnico de la construcción los materiales formados por capas mixtas son siempre de delicada realización. Esto puede cambiar si el material fuese tal como se presenta impermeable a la difusión y si la capa exterior fuese

porosa y mejor si fuese capilar hay que tener encuenta que los aislantes no suelen ser de un material continuo y por lo tanto se presentan las juntas.

5.6.10 Ordenación de barreras de vapor

La situación de barreras de vapor dentro de una pared por elementos es muy importante.

5.6.10.1 Normas para la situación de las barreas de vapor

Las siguientes normas básicas son validas para cualquier detalle constructivo, las barrearas de vapor son eficientes en la cara caliente de la pared, en el lado caliente del aislante en este lugar frenan el vapor de agua en el lugar más adecuado e impide que entre en capas frías, así las mismas berreras están calientes y por lo tanto el vapor de agua no se puede condensar en ellas.

Las barreras de vapor en la cara fría de las pared y la cara fría del aislante no tienen sentido, impiden la evaporación de humedad del elemento y ellas mismas están frías facilitan la condensación de vapor de agua.

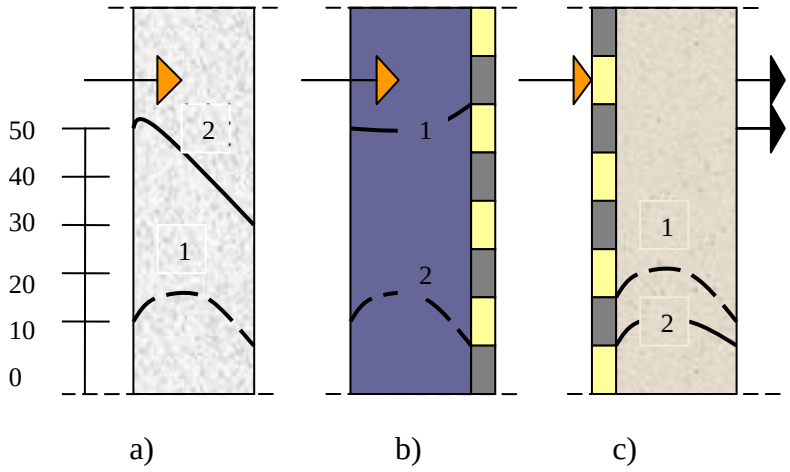


Fig. 5.9 *Pared exterior de una columna de hormigón poroso*
a) Pared de columna sin tratamiento
b) Pared de columna con barreras para el vapor en la cara exterior
c) Pared de columna de hormigón con freno para el vapor de la cara inferior

5.6.11 Cámaras de aire cerradas

Las cámaras y poros con aire solo pueden ser cerrados cuando son herméticos y no contienen humedad y no existe la posibilidad de que entre, las cámaras de aire en paredes del hormigón, contienen siempre humedad.

5.6.12 Factores de riesgo

Las reacciones químicas de efectos perjudiciales que se producen en el interior del hormigón, con la participación de las partículas de rocas que constituyen los agregados por una parte, y la solución alcalina de poro de la pasta de cemento hidratada, , aunque existen tres tipos identificados de reacciones de esta índole, que se distinguen por naturaleza de los agregados que se involucran, los efectos de todas ellas coinciden en manifestarse por un aumento de volumen consecuente de la reacción que se traducen en tensiones internas capaces de agrietar el hormigón con el paso del tiempo , deteriorar significativamente.

Para que se produzcan estas reacciones, es necesario que se cumplan simultáneamente tres condiciones en el hormigón.

1. Los hormigones deben contener rocas y minerales reactivos con los álcalis, en las cantidades que sean más desfavorables de acuerdo con su naturaleza.
2. La solución de los poros del hormigón debe contener suficiente proporción de alcalisis para generar una reacción con esos agregados.
3. La estructura debe prestar servicio en condiciones tales que representan un alto contenido de humedad en el concreto, ya sea en forma permanente o alterada con periodos de secado.

5.6.12.1 Reactividad de los agregados

Como se observa en la Figura 5.10, el único caso en que pueda desecharse totalmente el riesgo de que ocurra una reacción álcali- agregado, resulta indispensable

emplear los agregados de los que solamente se sabe que son potencialmente reactivos con los álcalis, lo procedente es utilizarlos conjuntamente con las medidas de prevención adecuadas en función del riesgo y cuya implantación frecuentemente se traduce en un aumento del costo del concreto.

5.6.12.2Ractividad de la solución de poros

Es una pasta de cemento hidratado en estado húmedo, con fluido que normalmente ocupa los poros (PH > 12) cuyo carácter se lo confiere la gran proporción de hidróxidos destacan por su importancia las de sodio y potasio que corresponden al grupo de los llamados metales alcalinos.

5.6.12.3 Evaporación

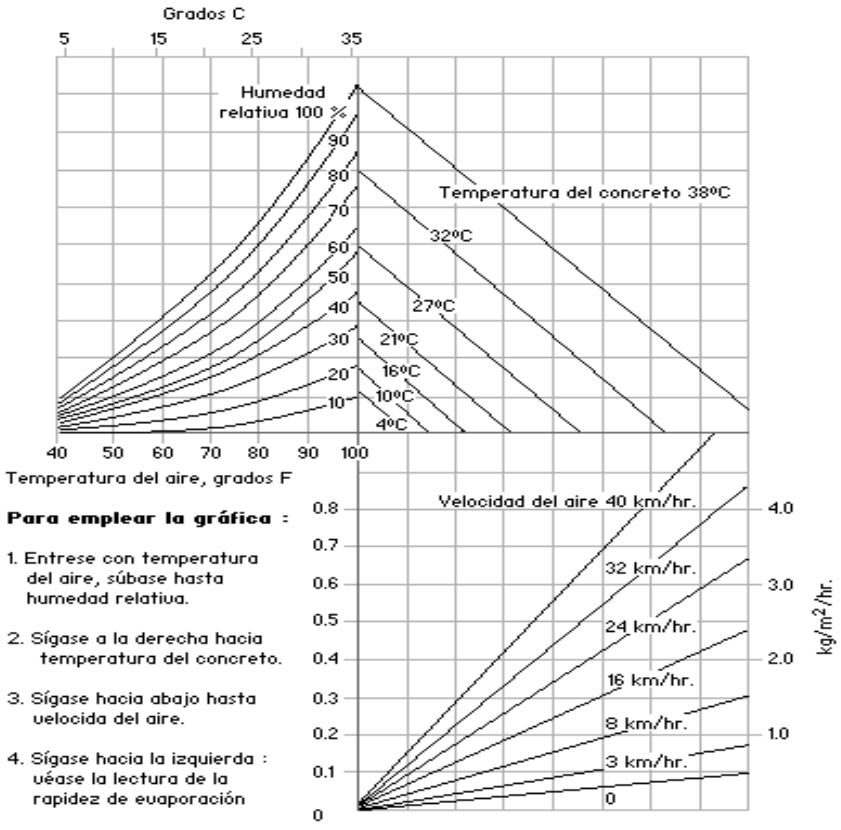


Fig 5.10 *Tabla de evaporación*

Según el gráfico la tasa de evaporación se puede estimar siguiendo los siguientes pasos:

- Ingrese con la temperatura del aire, medida a pocos centímetros de la superficie de hormigón.
- En línea recta avance hasta la humedad relativa del aire.
- Avance a la derecha hasta ubicarse sobre la temperatura del hormigón (durante la colocación).
- Luego baje hasta posicionarse sobre la velocidad del viento.
- Finalmente, determine a su izquierda la tasa o rapidez de evaporación superficial del agua.
    - La velocidad de evaporación del hormigón armado es 15 % V
    - Capilaridad de disipación del hormigón armado es de 50 %

5.6.13 Poros en el hormigón pesado

En la prefabricación de hormigón se trata muy a menudo con elementos de hormigón pesado cuya dosificación es de 300 Kg. /m^3 y con un peso de 2500 Kg. /m^3, este se reduce a 2000 o 2200 Kg. /m^3 en caso de que no tenga armadura.

El hormigón pesado suficientemente vibrado tiene un porcentaje muy pequeño de poros, por tanto su capacidad de absorber la humead es muy baja, incluso en hormigones sumergidos en agua siempre queda una pequeña parte de poros con aire, el porcentaje de poros respecto al volumen total tiene los siguientes valores referidos a la densidad del hormigón.

ρHorm(Kg./m3)	VHorm(m3)	% Poros
2100	V	19 V
2200	V	15 V
2300	V	11.5 V

Tabla 5.4 *Relación de porcentaje de poros del volumen del hormigón*

Como no todos los poros absorben agua, la absorción máxima de humedad del hormigón pesado de estas densidades, oscila entre 1 y 15 % V, la humedad consiste se absorbe muy lentamente pues en el hormigón pesado no hay una red capilar propiamente dicha, de igual modo esta humedad se disipa de forma muy lenta, esta es una característica muy importante de material en piezas de hormigón de sección considerable se puede mantener la humedad interior del material durante mucho tiempo, en hormigones pesados monolíticos es importante tener encuesta que se pueda eliminar toda la humedad producida durante la obra.

La absorción máxima del hormigón pesado de estas densidades oscila entre:

10 a 15 % V

- La difusión de vapor de agua no afecta en absoluto al hormigón pesado
- Se ha comprobado que en las condiciones mas extremas del hormigón pasado no se humedece de forma sensible por la difusión de vapor de agua

Se comprobó que:

. Terrazas expuestas hasta 3 mases a cambios de temperatura de 30 °C solo tenia un contenido de humedad de 0.04 a 0.2 % V es una cantidad insignificante

. Retracción del fraguado del hormigón pesado en su valor medio es de 0.2 mm/m

5.6.13 Hormigón de áridos ligeros

Los hormigones con densidades inferiores a 1800 Kg. /m^3 se denominan hormigones ligeros, esta definición sin embargo muy baga ya que los hormigones ligeros tienen densidades y propiedades diferenciadas, el carácter y la estructura de estos hormigones esta fijado en gran parte por los áridos, el porcentaje de le poros es bastante mayor que en el hormigón pesado, la capacidad y la cantidad de absorción de agua es también mayor.

La totalidad de humedad al final de un periodo de condensación no suele llegar a 1 % de su masa (1 % M).

5.7 PRINCIPIOS TEÓRICOS

La finalidad del cálculo teórico es ofrecer al proyectista distintos criterios para el trabajo que le permita juzgar la calidad física de un elemento estructural y localizar y eliminar las diferencias de los detalles.

5.8 PROCEDIMIENTOS FÍSICOS

Creemos que es muy importante para el ingeniero estructural conocer el desgaste físico que afecta a los materiales y elementos del hormigón armado.

5.8.1 Transición de temperatura directa a la estructura

Imag. 5.1 *Transmisión de temperatura en la estructura*

En la mayoría de los países las temperaturas medias mensuales oscilan entre:

- 5°C ⟶ en invierno
18°C ⟶ en verano

La temperatura media anual oscila entre

8°C al sur

9°C al norte

- Las temperaturas medias anuales pueden tener importancia para el cálculo de la difusión.
- Temperaturas medias estacionales y valores medios anuales para las distintas capitales o ciudades.

5.8.1.1 Calculo de las cargas de calor

$$G = Z\ (tim = tem)\ [\text{grado dia/año}] \qquad [5.1]$$

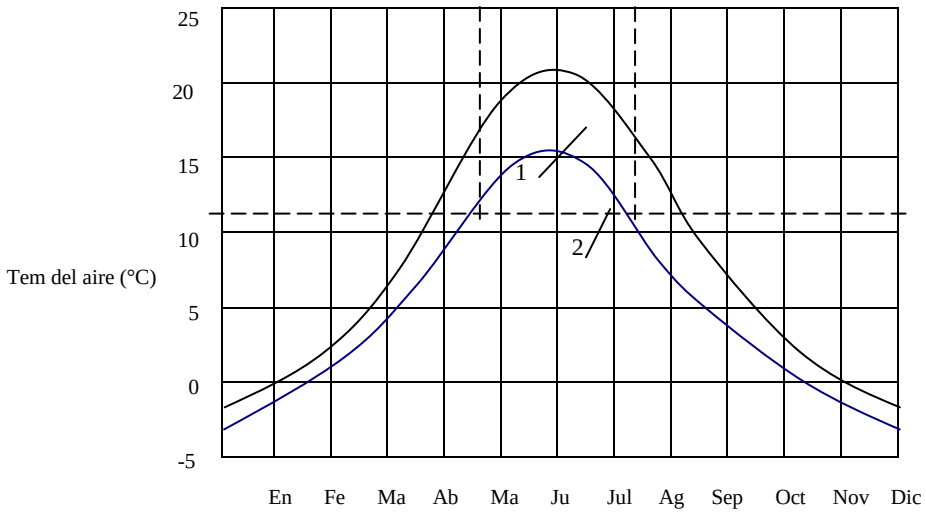
Donde

Z = Valor medio de días que es necesario un calentamiento

t_{im} = Valor medio de las temperaturas Interiores (Invierno)

t_{em} = Valor medio de las temperaturas exteriores (Invierno)

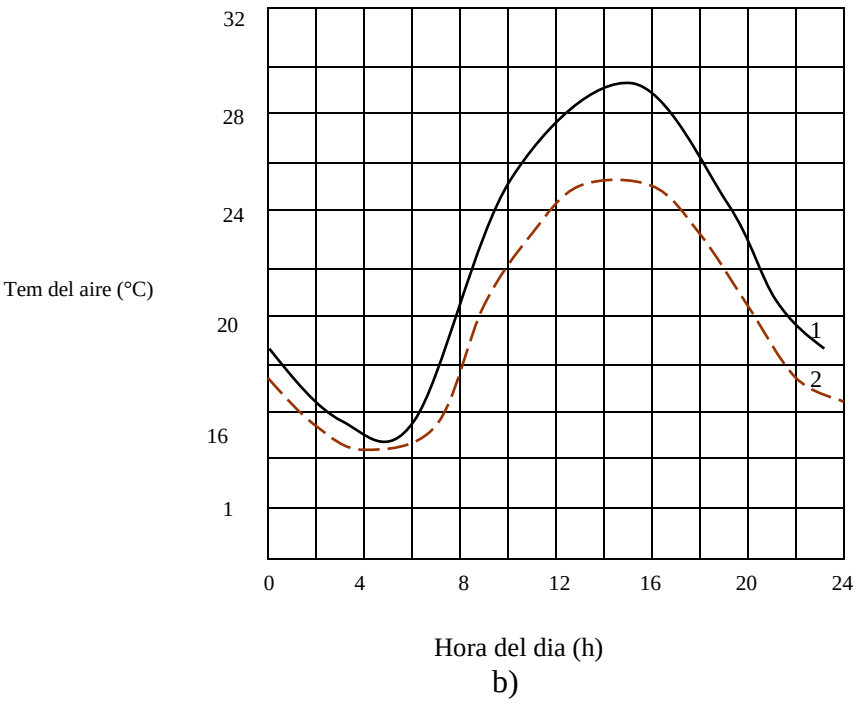
5.8.1.2 Variación anual para un determinado lugar



a)

Fig. 5.11 *Marcha de las temperaturas del aire exterior*

a) Temperaturas medias mensuales en dos diferentes espacios



b)

Fig. 5.12 *Marcha de las temperaturas del aire exterior*
b) Marcha diurna de temperatura del aire exterior en dos espacios distintos en el mes de julio

La temperatura disminuye con la altura:

Cada 100 m ⟶ disminuye en 0.5 °C

Esta diferencia puede llegar a ser de 2 a 4 al medio dia

5.8.1.3 Humedad del aire

La fundad del aire nos determina los cálculos de difusión

Días frías ⟶ presión de vapor de agua muy baja

Época	% de humedad del aire
Invierno	75 %
Verano	90 %

Tabla 5.7 *Valores medios de la humedad relativa del aire*

Ejemplo.

t	% de humedad	Presión de vapor de agua
-20°C	⟶ 100 %	0.5 torr

> Aire caliente < Valor relativo de la humedad

- La presión de vapor de agua puede llegar a ser de 17 torr

5.8.1.4 Radiación solar

Con el aporte de calor por radiación hay un cambio de energía de vibración electromagnética, son muy importantes en lo estructural.

- Calor que radia el sol
- Calor que radian los fuentes de calor y otros elementos estructurales

Contenido de energía que llega	*Superficie afectada (m^2)*
1164 Kcal. /h	1 m^2

Donde:

La cantidad de energía no llega a (2cal/min.) en la superficie exterior de la atmósfera de la tierra.

5.8.1.5 Naturaleza y propagación de la luz solar

5.8.1.5.1 Cantidad de movimiento de onda

$$P = \frac{u}{c}(absorcio)$$

$$Vluz = 3x10^{8}\ (\text{m/sg})$$

$$P = 2\frac{u}{c}(reflexion)$$

$$C = \frac{1}{\sqrt{uoCo}}$$

5.8.1.5.2 Presión de radiación

$$\frac{p}{t} = \frac{u}{ct}$$

Donde:

P = Presión de radiación

t = Tiempo

u = Energía de la onda electromagnética

c = Velocidad de la luz

5.8.1.5.3 Incidencia de onda sobre la superficie de área

$$\frac{p}{t} = |s|\frac{A}{c} \qquad s = \frac{1}{uo} ExB$$

$$F = \frac{p}{t} = |s|\frac{A}{c} \qquad prad = \frac{F}{A} \qquad prad = \frac{|s|}{c}$$

Donde:

s = Es el vector de poynting (watt/m^2)

E y B = Vectores en la dirección E en la dirección Z y B en la dirección Y

A = Área

5.8.1.5.4 Velocidad de la luz

La velocidad de la luz llamadas ondas luminosas.

5.8.1.5.5 Reflexión y refracción en superficies planas

Índice de refracción

$$n = \frac{c}{v}$$

Donde:

n = Índice de refracción

c = Velocidad de la luz en la atmósfera

v = Velocidad de la luz en el elemento

$v < c \longrightarrow n > 1$

La velocidad de la luz en el aire esta cercana a c que se puede formar.

$n_{aire} = 1$

$\lambda_{elem} = \lambda/n$

Donde:

λ = Longitud de onda en el espacio

5.8.1.5.6 Reflexión y refracción

La figura 5.13 indica un rayo de luz incidente sobre una interfase separación entre dos medios n1 y n2.

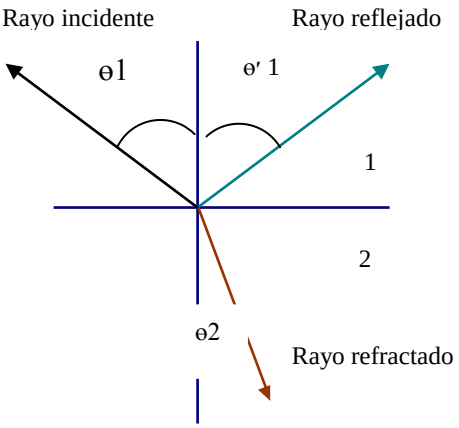


Fig. 5.13 *Un rayo de luz incidente sobre un interfase que separa los dos medios*

Donde:

n 1 y n 2 = Son medios

Θ1 = Angulo de incidencia

Θ!1 = Angulo de reflexión

Θ2 = Angulo de retracción

Θ1 = Θ!1

n 1 sen Θ1 = n 2 sen Θ2

5.8.1.5.7 Reflexión total interna

Si $n1 > n2$ ⟶ Se presenta cierto Angulo de incidencia Θc llamado Angulo critico.

Para el cual el Angulo de refracción es de 90°.

Si $\Theta 1 > \Theta c$ ⟶ ya no es posible la refracción

Si $\Theta 2 = 90°$ $n = 1$

$\Theta c = \text{sen}^{-1} n1/n2$

n = Índice de refracción

5.8.1.5.8 Radiación de calor infrarrojo

1.8 - 3.40 μm

n = Índice de refracción

$n_{agua} = 1.33$

5.8.1.5.9 Luz visible

0.4 - 0.8 μm

$n_{aire} = 1.00$

$n_{hormigón} = 1.00$

5.8.1.5.10 Radiación ultravioleta

0.4 μm

5.8.1.5.11 Datos climáticos

Temperatura (°C)	Humedad relativa %				Presión de vapor de agua (torr)			
	Seco	Norm	Hum	Muy h	Sec	Nor	Hum	Muy h
	50%	50 60%	60 75%	>75%	8	10	10 12.5	>12.5

Tabla 5.8 *Datos climáticos mas representativas*

I. APLICACIÓN EN COLUMNA

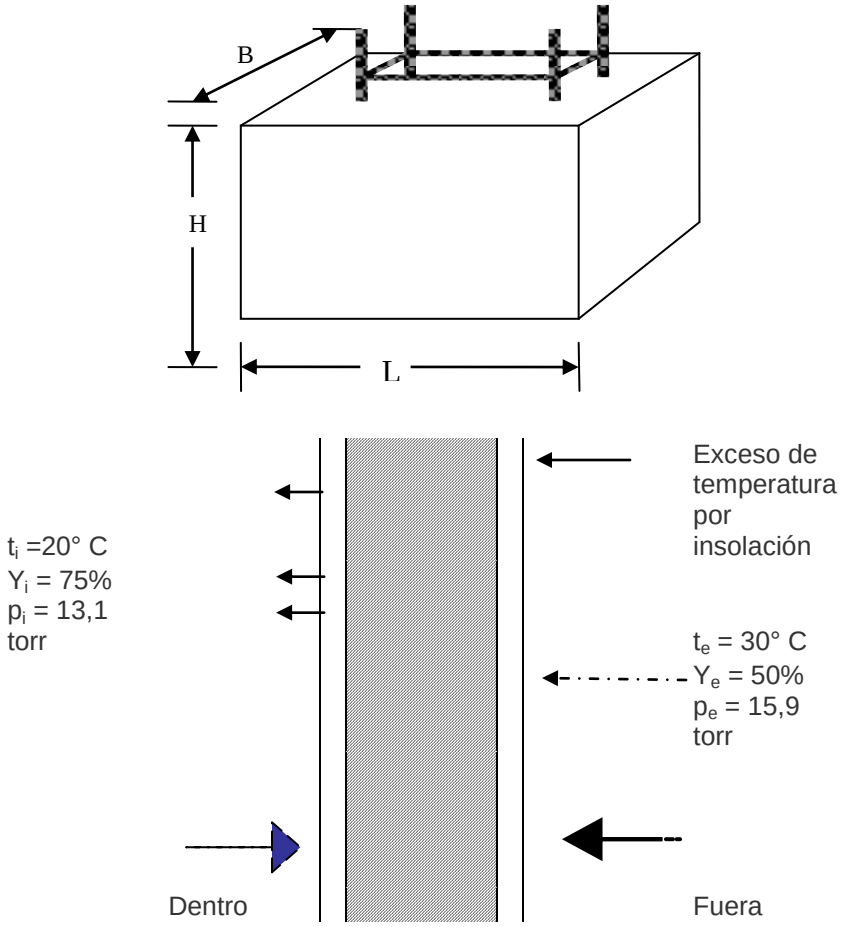


Fig. 5.14 *Pared exterior de hormigón en verano con flujo térmico hacia adentro*

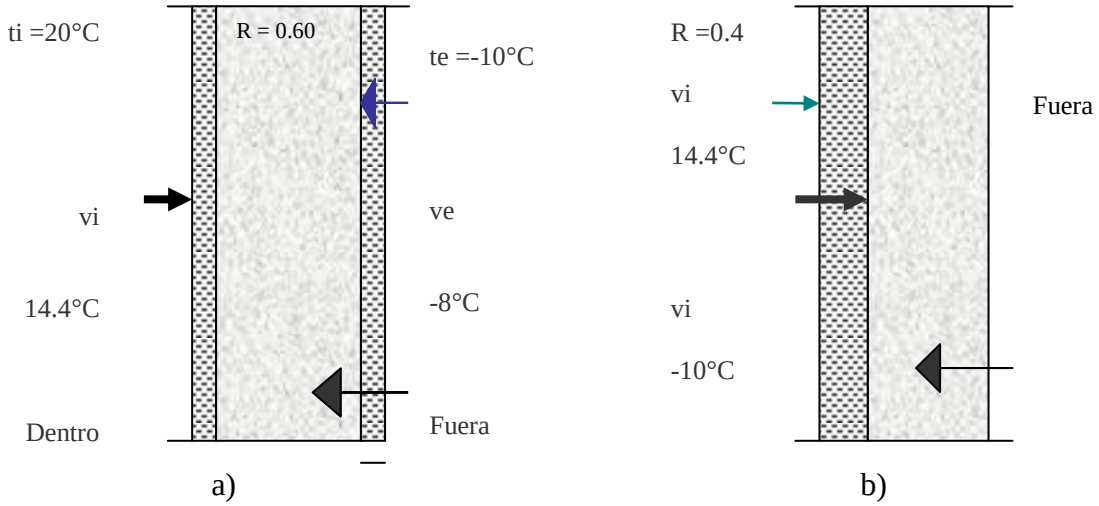


Fig. 5.15 *Comparación entre un pared exterior de una sola capa, con otra de capas múltiples a) Pared de una sola capa b) Pared de capas múltiples con aislamiento interior*

A) TRAZADO DE UN ESQUEMA DE (TEMPERATURA – RESIT TERMICA)

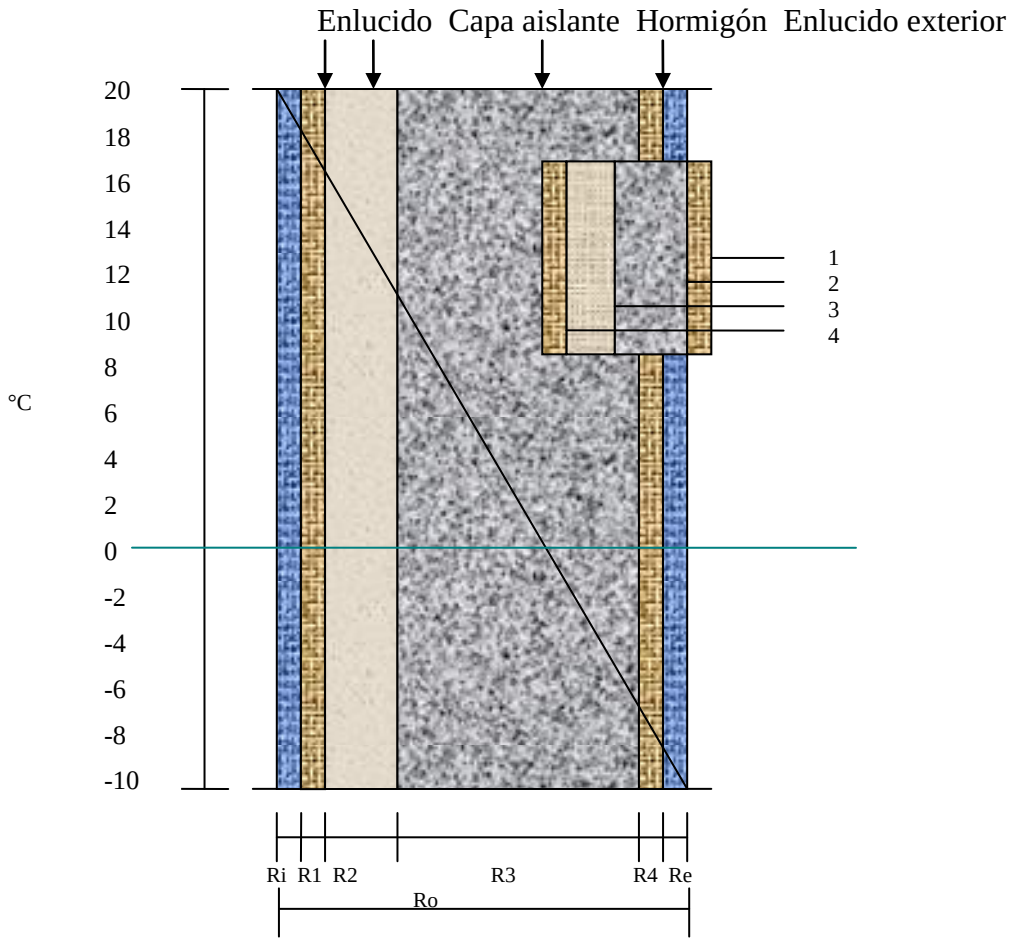


Fig. 5.16 *Trazado de temperaturas y resistencia térmica en columnas*

5.9 CALCULO DEL MÍNIMO AISLANTE TÉRMICO

La resistencia térmica a la penetración Ro necesaria para elementos expuestos a temperatura se calcula:

- Según el criterio de la condensación por la formula:

$$Ro = Ri\frac{ti - te}{ti - ts}\left[hm^2 grad / kcal\right] \qquad [5.2]$$

- Según el criterio de las estructuras y las exigencias mínimas se calculara por la formula

$$Ro = Ri\frac{ti - te}{ti - \vartheta i}\left[hm^2 grad / kcal\right] \qquad [5.3]$$

Donde:

Ro = Es la resistencia térmica a la penetración

Ri = Es la resistencia térmica de transmisión superficial

ti = Temperatura interior

$ti - \vartheta i$ = Salto térmico según normas de la tabla II apéndice

ti – ts = Salto térmico entre las temperaturas interior y exterior según la tabla IV Apéndice.

Los coeficientes de los distintos materiales y aislantes están detallados en la tabla V del apéndice.

5.10 CALCULO DE LA INERCIA TÉRMICA

La inercia térmica se puede calcular de un modo global mediante el modulo de temperatura.

La inercia térmica se puede calcular de un modo global mediante el modulo de temperatura.

- Se comprueba la inercia térmica de los elementos mediante su resistencia a la variación diaria de temperatura.

5.10.1 Calculo de la resistencia a la variación diaria de temperatura (V)

El valor mínimo de Vi debe ser:

- Para elementos en edificios con importancia = 25 correspondientes al verano.
- Para elementos en edificios con importancia externa = 15 correspondientes al verano.
- Para muros = 12 correspondientes al verano.

a) Elementos de una sola capa como aislante

Con un valor de inercia térmica

$$D \geq 1$$

Los valores de S24 tomar de la tabla VI del apéndice

$$S_{24} = 0.51\sqrt{\lambda Pc}\left[kcal/hgradm^2\right] \qquad [5.4]$$

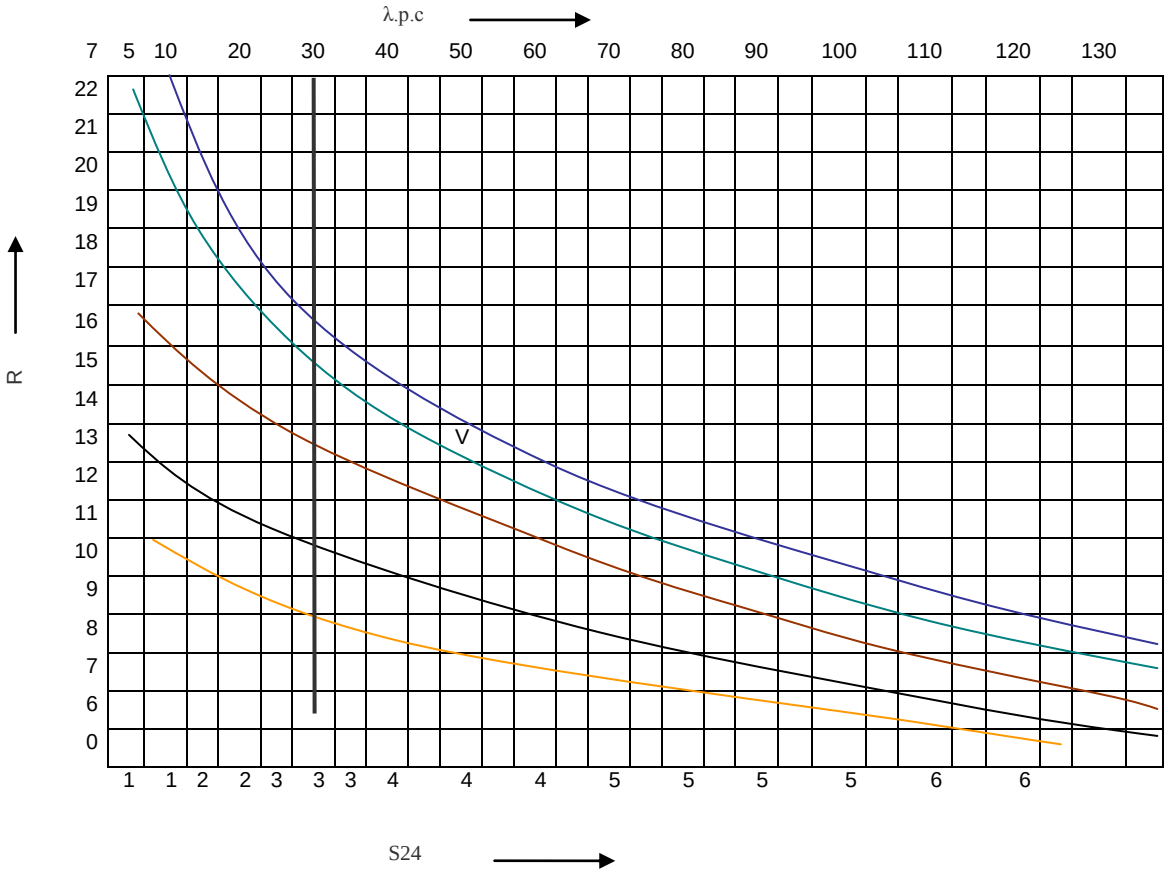


Fig. 5.16 *Determinación del valor mínimo necesario del aislamiento para lograr mantener un determinado valor de amortiguación con un coeficiente de inercia térmica D ≥1 en función del valor S24.*

De esta formula debemos reducir según la tabla VI del anexo de la resistencia térmica por conductividad R, que nos asegure el valor de la resistencia a la variación diaria de la temperatura para elementos estructurales de varias capas par el verano se aplica la siguiente formula.

$$v = 0.9e^{x}\,\frac{s1+\alpha i}{s1+u1}\,\frac{s2+u1}{s2+u1}\,\frac{s3+u2}{s3+u3}\cdots\cdots\frac{\alpha e+un}{\alpha e} \qquad [5.5]$$

Donde:

e^{x} = Función exponencial en función con el valor x de la figura

x = Suma de los valores de inercia térmica dividida

u = Acumulación de calor de la superficie de la capa 1(interior) 2, 3, etc.

El valor de u en verano se calcula como sigue:

$$Si \quad D1 > 1 \qquad u1 = s1 \qquad [5.6]$$

$$Si \quad D1 < 1 \qquad u1 = \frac{R1xs1+\alpha 1}{1+R1+\alpha 1} \qquad [5.7]$$

$$Si \quad D2 > 1 \qquad u2 = s2 \qquad [5.6a]$$

$$Si \quad D2 < 1 \qquad u2 = \frac{R2xs2+u1}{1+R2+u2} \qquad [5.8]$$

Valor $X = \Sigma D/\sqrt{2}$ De 1.5 Hasta 3.1 ⟶

5 1,6 1,7 1,8 1,9 2 2,2 2,3 2,4 2,5 2,6 2,7 2,8 3 3,1

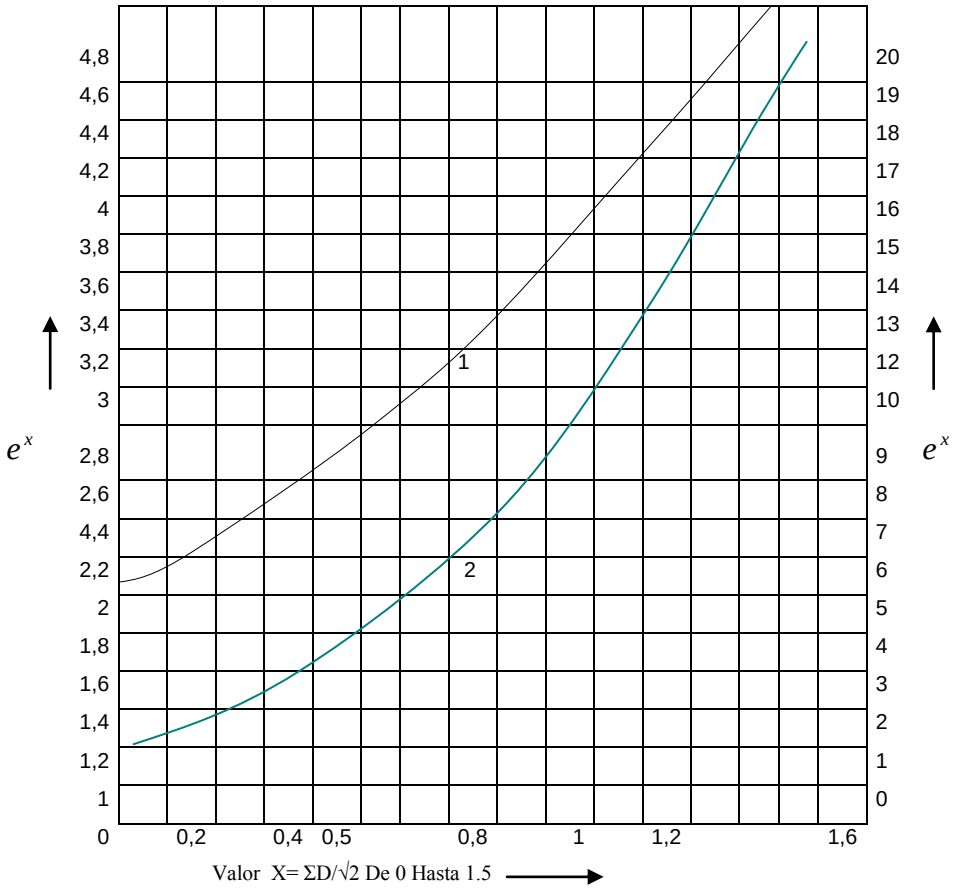


Fig. 5.17 *Diagrama para determinación de la función exponencial*
La línea 1 toma el valor de x = 1.5 – 3.0 y l línea 2 toma valor de x = 0 – 1.6

5.10.2 Calculo de desfase

Cuando un cambio de temperatura afecta a la pared exterior:

- Esto no solo amortigua los efectos en el interior sino que también retarda profundamente un desfase que tiene un valor que en la mayor parte de los casos se puede apreciar en cualquier diagrama.
- Sienbargo en las losas el efecto de temperatura es a las 16 horas.
- En el aire alcaza su máxima temperatura alrededor de las 15 horas
- En una estructura pesada alcanza con un retraso de varias horas abecés de las 22 horas.

Elemento estructural	Valores mínimos recomendados de desfase (η)

Vigas	4 – 6
Columnas	6 – 8
Muros	8 – 10
Losas	10 - 12

Tabla 5.9 *Calculo de desfase*

a) Con simple capa aislante

$$\eta = \frac{1}{15}\left[40.5xD - \arctan g\,\frac{\alpha 1}{\alpha i + s\sqrt{2}} + \arctan g\,\frac{\alpha 1}{s + \alpha e\sqrt{2}} \right] \qquad [5.9]$$

b) Para varias capas de aislante

$$\eta = \frac{1}{15}\left[40.5x\sum D - \arctan g\,\frac{\alpha 1}{\alpha i + ui\sqrt{2}} + \arctan g\,\frac{ue}{ue + \alpha e\sqrt{2}} \right] \qquad [5.10]$$

Donde:

D = La inercia térmica del elemento estructural.

D = R S En caso de varias capas

Los valores de la tangente se pueden sacar de la tabla del apéndice

- En los elementos de una sola capa los valores de arco tang son prácticamente nulos.
- Cuando el calor acumulado del elemento esta entre 6 y 10 ⟶ Se calcula con bastante exactitud el desfase con el simple calculo de:

$$\eta = \frac{1}{15}40.5xD \qquad \Rightarrow \qquad \eta = 2.7D \qquad [5.11]$$

- Entonces el calculo de desfase se simplifica así mucho y aunque no es exacto.
- Pero se obtienen valores suficientemente aproximados.

- La suma de las inercias térmicas ΣD se reduce a su resistencia térmica por
- conductividad R, que se multiplica por los valores de acumulación de calor.

Capa	R	S24	D
1	0.15	15.7	2.35
2	1.10	0.40	0.44
3	0.10	4.20	0.42
	ΣR = 1.35		ΣD = 3.21

Tabla 5.10 *Calculo de desfases de carga*

El desfase lo calculamos para la carga de verano, el calor pasa de fuera asía adentro.

5.11 CALCULO DEL AISLANTE ECONÓMICAMENTE

- Elemento estructural con una sola capa

$$x = \frac{Zw}{100}\lambda wAw \qquad [5.12a]$$

- Elemento estructural de varias capas

$$x = \frac{ZD}{100}\lambda DAb \qquad [5.12b]$$

- En caso del calor recibido del exterior

$$y = \frac{ZH}{100}\Sigma M(ti - te) + vGPw10^{-6}$$

[5.13a]

- Caso de producción propia de calor

$$y = \frac{ZH}{100}\Sigma M(ti - te) + \frac{vGPBr}{Hu\eta H}10^{-3} \qquad [5.13b]$$

Donde:

Zw = Coste de amortización (%año)
λw = Conductividad de su pared del elemento estructural
Aw = Precio por m2 del elemento
ZD = Coste para capa aislante
ΣM = Precio por hora de 1 Kcal.
Pw = Precio que se cobra
v = Numero de horas diarias
G = Días grado /año
PBr = Precio de com.
Hu = Rendimiento térmico
ηH = Aprovechamiento térmico

5.11.1 Procesos de cálculo

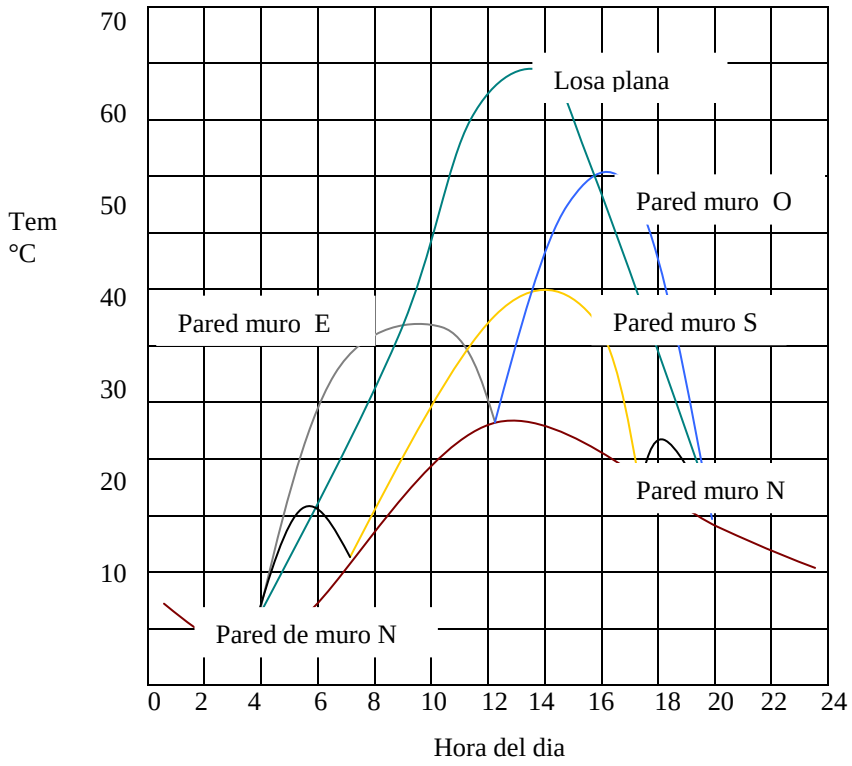


Fig. 5.18 *Temperaturas superficiales de losas y paredes de muros exteriores bajo la acción de radiación en un dia de verano en función de la hora del dia*

Después de calcular x, y establecemos las siguientes relaciones.

a) En columnas de una sola capa

$$Kecon = \sqrt{\frac{x}{y}\left[kcal/hm^2 grd\right]} \qquad [5.14]$$

$$\frac{1}{Kecon}\frac{1}{\sqrt{\frac{x}{y}}}\left[hm^2 grd/kcal\right] \qquad [5.15]$$

$$\frac{1}{Kecon} = \mathrm{Re}con = \frac{1}{Kecon} - 0.2\left[hm^2 grd/kcal\right] \qquad [5.16]$$

d_{econ} = Recon λw [m] [5.17]

b) En pared de columna de varias capas

Se toma:

Kecon y 1/Kecon

Tenemos:

$$\frac{1}{Aecon} = \mathrm{Re}con = \frac{1}{Kecon} - R' - 0.20 \qquad [5.16a]$$

Donde:

K = Coeficiente de transmisión térmica

R' = Es el valor aislante de todas las capas

d D econ = Recon λD [5.17a]

Así resulta el espesor optimo de la capa de aislante con esto se optimiza en su aplicación de elementos estructurales.

Con la ayuda de los factores x, y también se optimiza ósea s asen mínimos los costes.

Así obtenemos las siguientes igualdades.

c) En pared de columna de una capa sin ventilación

$$\Sigma kmin = xRecon\ (Precio/m^2 año) \qquad [5.18a]$$

d) En pared de columna de varias capas sin ventilación

$$\Sigma kmin = x\ RD + Z'B\ J'B + yKecon \qquad [5.18b]$$

Donde:

RD = Recon

Z'B = Coste de aislante (% año)

J'B = Precio de inhalación de capas aislante (Precio/ m^2)

e) Para pared de columna de una sopla capa con ventilación

$$\Sigma K\min = \frac{w}{100} x\,\mathrm{Re}con + \frac{f}{100}\frac{ZF}{100} JF + yKm \qquad [5.18c]$$

f) Para pared de columna de varias capas con ventilación

$$\Sigma K\min = \frac{w}{100}\left(xRD + \frac{Z'}{100} J'B \right) + \frac{f}{100}\frac{ZF}{100} JF + yKm \qquad [5.18d]$$

Donde:

ZF = Amortización de ventilación (%año)

JF = Coste de ventilación (precio /año)

f = Superficie de ventilación en %

Km. = Coeficiente de transmisión térmica de la ventilación

5.11.2 Radiación exterior de hormigón

El valor óptimo económicamente de aislante una vez calculado debe responder al rendimiento de la estructura exterior, esto quiere decir que en la pared exterior este valor acumulado tiene que corresponder al rendimiento de pared incluida las ventilaciones.

El valor de Kecon, tiene que ser igual al coeficiente de transmisión Kecon del conjunto considerando incluidas las ventilaciones debe ser.

$$Km. = Kecon = Kw. + y\,(KF - Kw.)\ \ (Kcal./hm^2grad) \qquad [5.19]$$

Donde:

y = Porcentaje de ventilación de la pared

KF = Coeficiente de transmisión de ventilación

Kw. = coeficiente de transmisión de la pared

$$Rw = \frac{\mathrm{Re}\,con - y - RF}{x}\left[hm^2\,grad\,/\,kcal\right] \qquad [5.20]$$

Donde:

Rw = Valor del aislamiento de las paredes

Recon = Valor económicamente dado del aislante en su conjunto

x = Porcentaje de la superficie de la pared

y = Porcentaje de la superficie de ventilación

5.12 CARGAS FÍSICAS EN LAS COLUMNAS ESTRUCTURALES DE HORMIGÓN

Las columnas exteriores de los edificios están sometidas a cargas físicas cuyas principales causas son:

- Calor por radiación y transmisión
- Procesos periódicos de calentamiento y enfriamiento

- Difusión de vapor de agua
- Agua de condensación en los parámetros interiores de los edificios
- Cambios grandes de temperatura de acuerdo con las estaciones del año y su orientación, hielo en invierno
- Lluvia y aun peor lluvia con viento que golpea las columnas y corre por ellas
- Agua y humedad que entra por los encuentros de las columnas
- Secado y enfriamiento rápido debido al viento

5.12.1 Influencias de la temperatura

Las columnas suelen tener vientos acompañados de lluvia en los elementos norte, las cuales reciben gran cantidad de radiación solar

Las columnas este y sudeste no reciben fuertes lluvias, sienbargo la radiación solar es más suave.

Las columnas orientados al sur reciben también abecés lluvias, sienbargo la radiación solar en esta es aun más suave.

El efecto de la radiación solar en verano influye mas en las dilataciones y deformaciones de los elementos de muro, que el frió invernal. La radiación solar directa en 50° latitud norte toma los siguientes valores medidos en julio ver Fig 5.19.

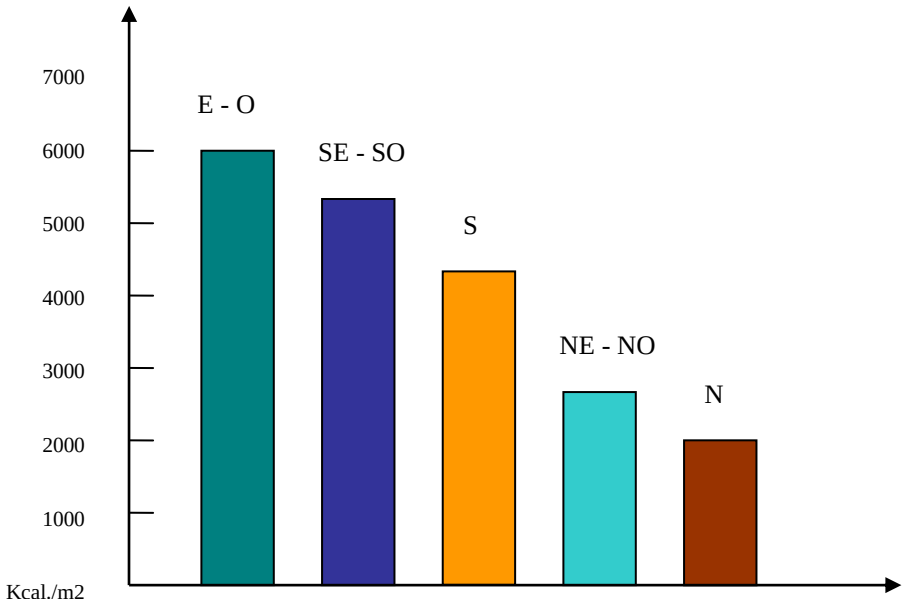


Fig. 5.19 *Suma diaria del calor solar irradiado sobre cara de las columnas en julio para lugares situados a 50° de latitud geográfica*

5.12.1.1 Perdida de calor de hormigón en invierno

Las columnas tienen una perdida de calor por radiación fría que produce la superficie en invierno se agravan cuanto mas grade sea la pared del elemento, por todos estos motivos es conveniente mejorar el aspecto térmico de los elementos.

5.12.1.2 Carga de calor en hormigón en verano

La carga de calor depende, además de la situación geográfica, la mayor carga de radiación por hora que reciben. Ver figura 5.20.

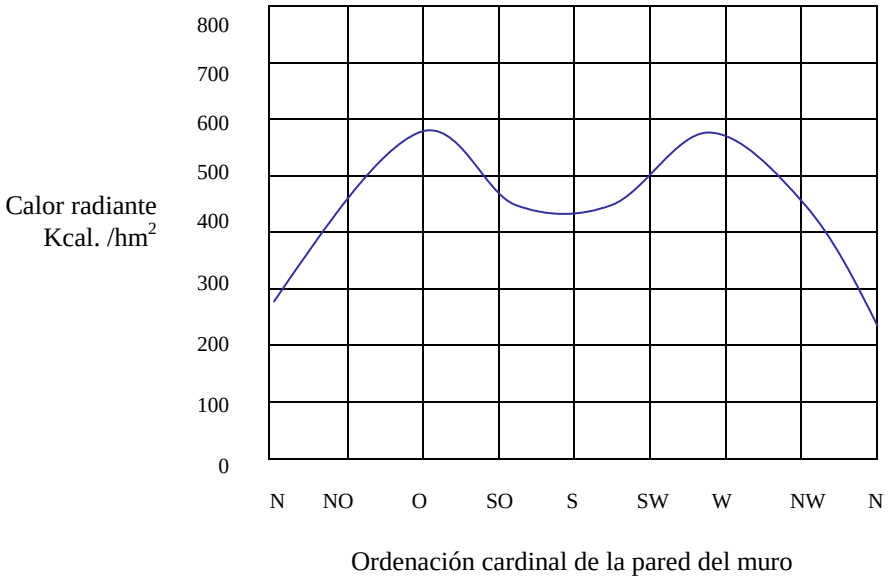


Fig. 5.20 *Radiación solar directa horaria máxima sobre la superficie de la columna en junio para lugares situados a 45 ° de latitud geográfica*

5.12.2 Deformaciones debidas a cambios de temperatura

Las dilataciones de los elementos de la pared de columnas se pueden calcular con la formula.

$$\Delta l = L\Delta\vartheta_Z\alpha_t(mm) \qquad [5.21]$$

Donde:

L = Longitud de la columna

$\Delta\vartheta_Z$ = Aumento de temperatura en el centro (°C)

α_t = Coeficiente de dilatación del material (mm/mgrd)

Valores de la tabla IX del apéndice

El calor en verano provoca el alabeo del elemento hacia fuera Ver Fig 5.21|, en invierno este alabeo es hacía el interior

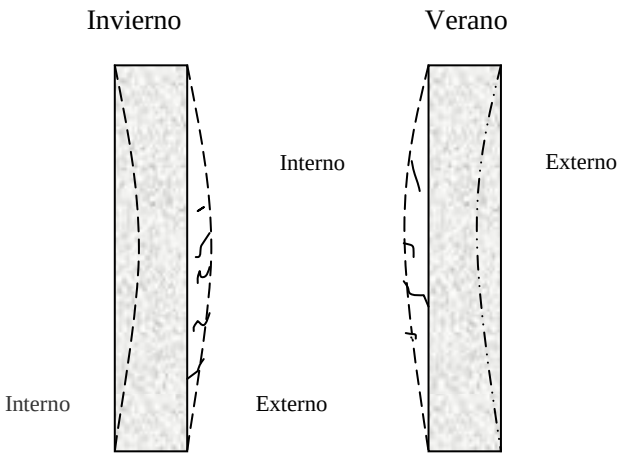
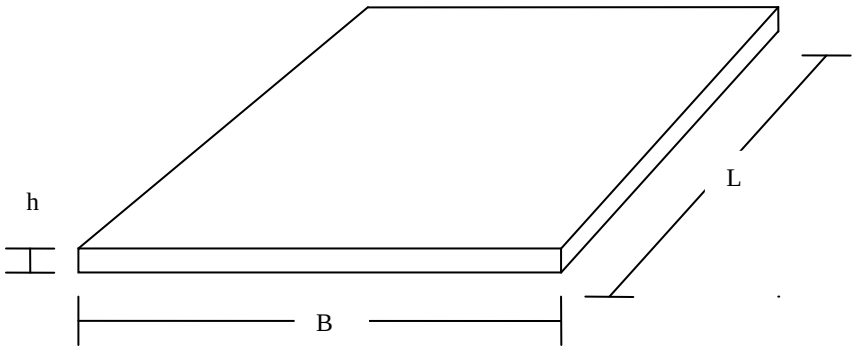


Fig. 5.21 *Variación de la pared de columnas en función de la temperaturas de invierno y verano*

II. APLICACIÓN EN LOSA



B) TRAZADO DE UN ESQUEMA DE (TEMPERATURA – RESIST TÉRMICA)

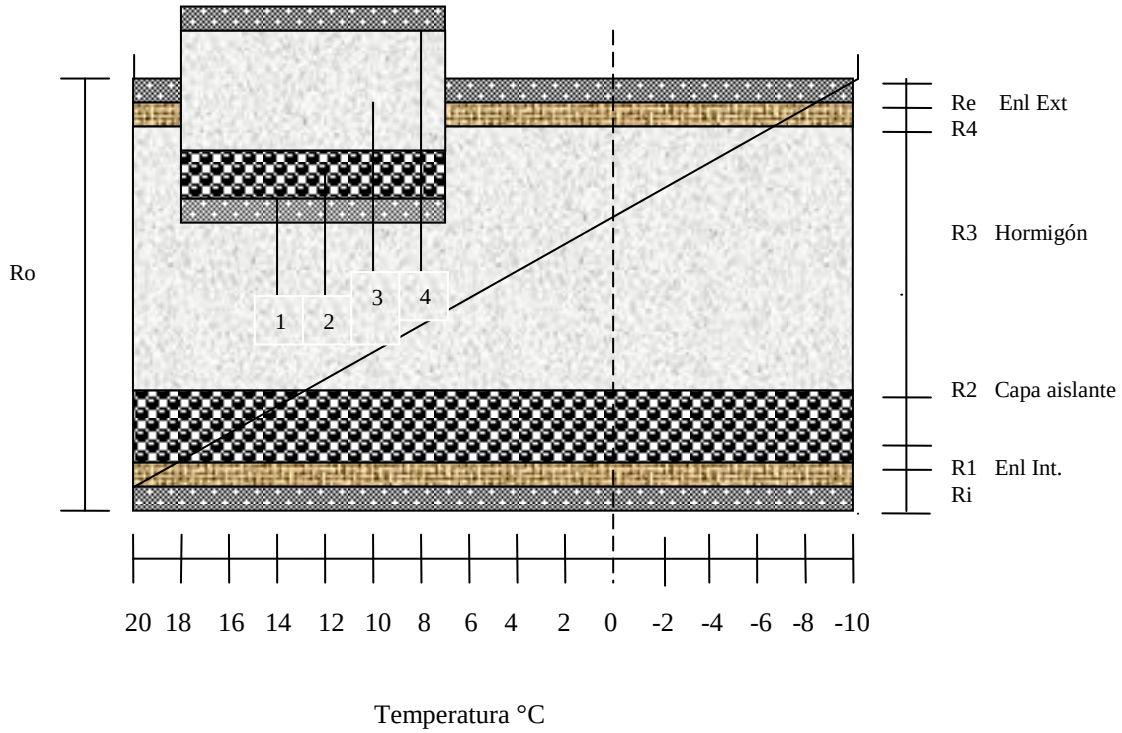


Fig. 5.22 *Trazado de un esquema de temperaturas como ordenada se tomaron de abajo asía arriba Ri, R1, R2, R3……etc., y Re. La curva de temperaturas esta trazada rectilínea y en cada sección trasversal de la temperatura del material dentro de la hipótesis de curso estacionario del calo a través del material*

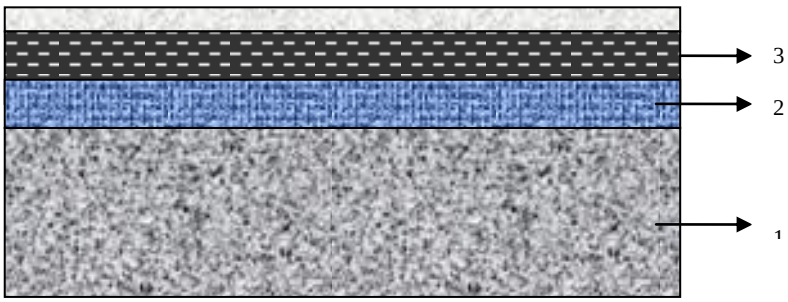


Fig. 5.23 *Cubierta maciza bien compactada con revestimiento de cartón*
1.- Hormigón 2.- Aislante térmico 3.- Revestimiento

5.13 DILATACIÓN TÉRMICA

El cálculo de las dilataciones térmicas nos demuestra claramente la necesidad de la existencia de juntas de dilatación inevitables y su importancia es grande en las azoteas y las paredes.

5.13.1 Esquema de temperaturas

Queremos calcular las dilataciones de una terraza.

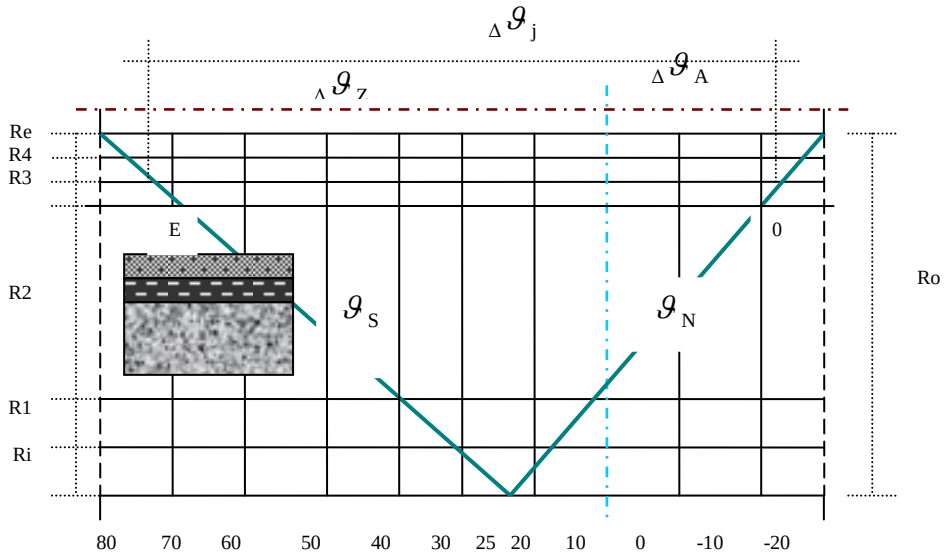


Fig. 5.24 *Esquema de las temperaturas anuales de una cubierta maciza con capa aislante y piso De hormigón Capa 1 Techo Capa 2 Aislante Capa 3 Hormigón*

La terraza se calienta en verano por la parte superior debido a la radiación solar hasta 80°C, esta temperatura se toma como si fuera del aire, sienbargo en invierno esta se enfriaría hasta -20°C.

5.13.2 Influencia física de la temperatura

Las terrazas están sometidas no solo a cambios notables de temperatura anual sino también diaria, e incluso por horas. Es importante conocer los cambios de temperatura, pues de ello dependen los cambios de longitud, en juntas y uniones.

Debido a la radiación solar se producen unos cambios importantísimos de temperatura que dependen, de la orientación de la situación geográfica de la misma construcción.

Una lluvia después de una fuerte insolación representa un cambio tan brusco de temperatura que es una verdadera prueba para su resistencia a la rotura.

Debido al fuerte enfriamiento a cusa del viento en un calculo riguroso de cargas se deberían considerar temperaturas mas baja para las terrazas que para las columnas, debido a la mayor exposición.

Las temperaturas que se dan en el interior y exterior de terrazas dependen de:

- Situación geográfica y altura
- Temperatura del aire exterior y radiación solar
- Características de los vientos
- Naturaleza del ambiente interior asía la losa
- Estructura de la superficie de la terraza, calor capacidad de reflexión y de absorción
- Inercia térmica de la losa
- Construcción de la losa

El mejor análisis de comportamiento térmico de una terraza nos da las temperaturas, la Fig 5.25, representa las temperaturas de la terraza y vemos tres factores, transmisión

térmica, resistencia a la variación diaria de temperaturas, los cambios de fase que señalan máximas y mínimas de temperaturas.

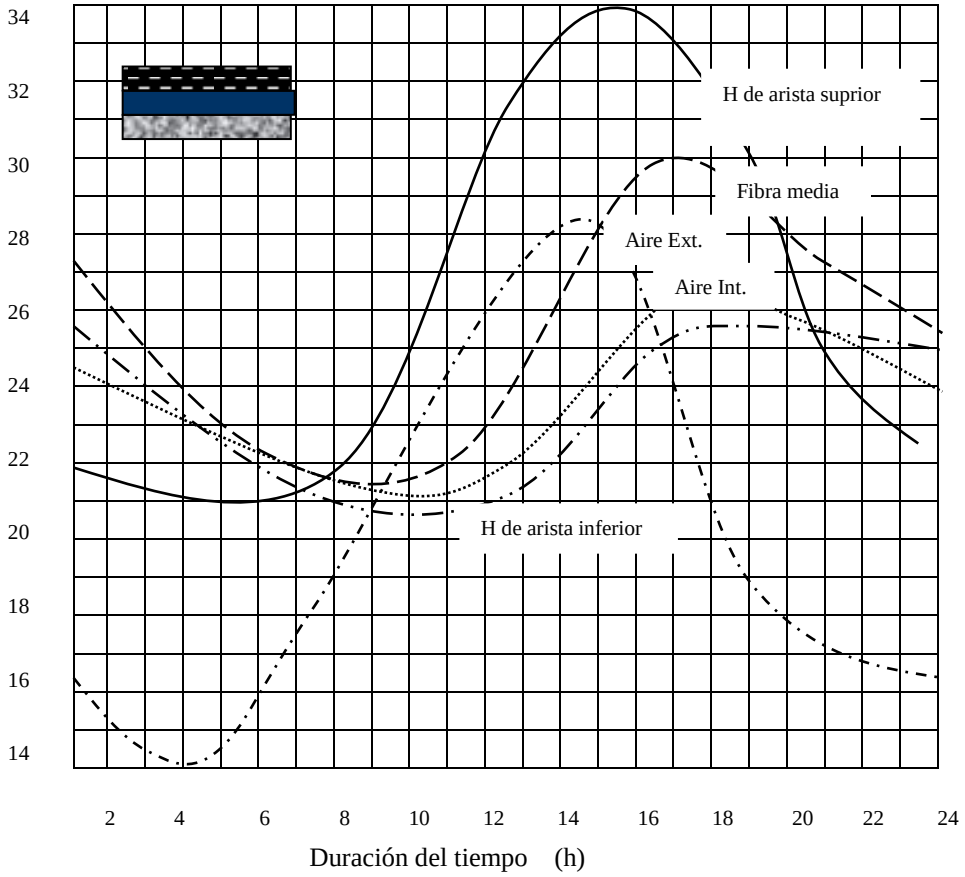


Fig. 5.25 *Curso de las temperaturas en una terraza, los desfases estacionales están señalados claramente.*

5.13.3 Juntas de dilatación su amplitud

Si la terraza tiene una longitud L, la medida del aumento de longitud desde el montaje hasta el verano es:

$$\Delta l = L\Delta\vartheta_Z \alpha_t (mm) \qquad [5.21]$$

Donde:

L = Longitud de la terraza

$\Delta\vartheta_Z$ = Aumento de temperatura en el centro (°C)

α_t = Coeficiente de dilatación del material (mm/mgrd)

Hay que distinguir entre juntas con o sin material de relleno cuando hay que llenar las juntas con una masilla o con un aislantes compresibles, solo se puede considerar la mitad de su anchura f, la longitud de la terraza L, y la separación de las juntas se calcula con.

$$L = \frac{fo}{\Delta \vartheta_Z \alpha_t}(m) \qquad [5.22]$$

5.13.4 Calculo de dilatación térmica

Cuando la temperatura de un elemento, cambia generalmente, varia la separación media de sus moléculas.

Un cambio en una de las dimensiones se llama dilatación lineal.
El coeficiente de dilatación lineal (α)

$$\alpha = \frac{1}{l}\frac{dl}{dT}$$

Donde:

l = Longitud de la temperatura o longitud de altura a que se encuentra el elemento desde el suelo

α = Depende de T

Para cambios de l:

$$\alpha = \frac{1}{l}\frac{\Delta l}{\Delta T} \qquad [5.23]$$

a) Para los sólidos

Todas las dimensiones lineales cambian con la misma intensidad por lo que podemos apreciar los cambios de área ΔA por:

$$\Delta A = 2\ \alpha\ A\ \Delta T \qquad [5.24]$$

Y el cambio de volumen Δv por:

$$\Delta v = 3\ \alpha\ V \Delta T \qquad [5.25]$$

5.13.5 Los efectos en losas de terrazas

El terrazas pesados sin protección en determinados climas puede llegar a tener un salto térmico, al mejorar el aislamiento disminuimos los saltos térmicos, y sus dilataciones. Tanto la practica como la teoría nos enseñan que el efecto favorable de la capa aislante sobre los cambios de longitud debido a los cambios de temperatura tienen un limite este limite ha sido definido por W. Buch., vemos en la ordenada la diferencia anual de temperatura de la terraza, y en las ábsidas el efecto de un aislante.

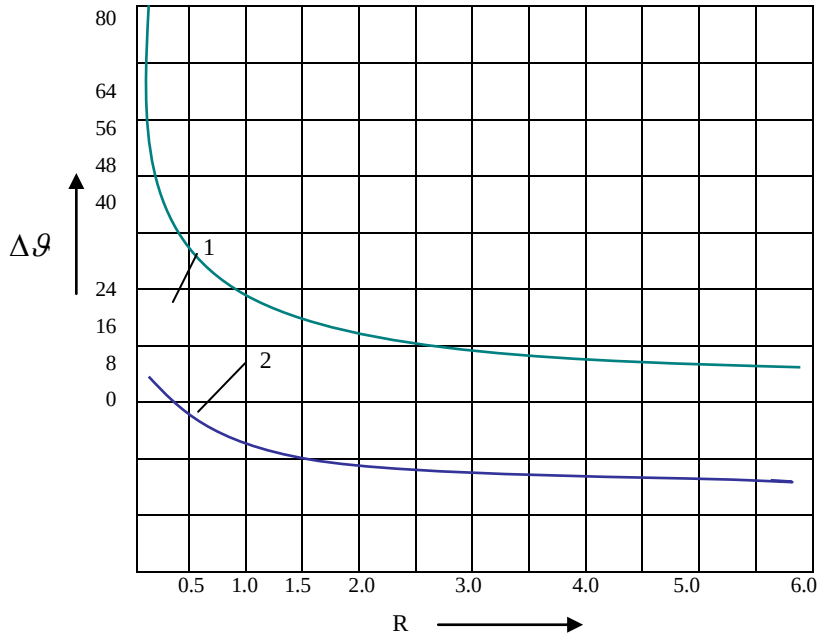


Fig. 5.26 *1) Disminución de la fluctuación anual de las temperaturas en la zona central de una terraza maciza* $\Delta\vartheta_i$ *2) diferencia de temperaturas* $t_i - \vartheta_i$*, en función del aislamiento térmico de la terraza*

5.13.6 Clasificación de las juntas de dilatación

Apenas se ha logrado la importancia en las construcciones por lo que hay que distinguir:

1.- Juntas de movimiento

Juntas en las obras o en los elementos que producen soluciones de continuidad y sirven para compensar las deformaciones y movimientos y para evitar la deformación de las grietas o fisuras y daños que de ellas se derivan.

2.- Juntas de dilatación

Son juntas de movimiento destinadas a compensar las variaciones de longitud a consecuencia de la influencia de la temperatura de la retracción o de la fluencia

3.- Juntas de asiento

Juntas de movimiento para compensar diferencias de asiento.

4.- Juntas de presión

Delgadas capas de separación

5.- Juntas intermedias

Para elementos constructivos, especialmente peligrosas, se disponen juntas de movimiento adicionales entre las anteriores juntas, por ejemplo en hormigón en voladizo que tienen que disponerse más estrictamente y más subdivididas que las mismas cubiertas.

5.13.7 Distancias entre las juntas

El calculo individual de las distancias entre las juntas, se calcula mediante formulas empíricas. Cuando en las terrazas macizas las juntas no exceden de los *20 mm* de anchura, por lo que las distancias o separaciones entre dichas juntas se eligen como sigue:

Terrazas calientes hasta *24 m*
Terrazas frías hasta *12 m*

5.13.8 Anchura de las juntas

Datos exactos a cerca de la anchura de las juntas, apenas se pueden dar de antemano. Para lograrlo tendría que ser conocida la *temperatura de montaje* si las

temperaturas son bajas tienen que disponerse juntas mas anchas, si el tiempo es caluroso mas estrechas.

La anchura necesaria para las juntas puede ser calculada individualmente por medio de las formulas.

$$f = L.\Delta\vartheta_z.\alpha_t + F\ddot{u} \quad \text{(mm)} \qquad [5.26]$$

Donde:

f = La anchura de la junta (mm)

L = La distancia entre las juntas (m)

α_t = El coeficiente de dilatación del materia calculado (mm/m°C)

$\Delta\vartheta_z$ = Diferencia entre la temperatura de montaje t_v y la temperatura máxima (°C) Que puede existir en el curso del año.

$F\ddot{u}$ = Espesor mínimo del material de relleno de la junta cundo se allá bajo la Máxima presión de conjunto (mm).

Obra	distancias entre las juntas (m)	Anchura mínima de las juntas (mm)	
		Con relleno	sin relleno
Terraza	12	20	10
Sin protección térmica	18	20	10
Con protección térmica	24	20	10
Hormigón armado	6	10	5
Pavimento de hormigón	3	10	5

Tabla. 5.11 *Recomendaciones para las anchuras de las juntas (mm)*

Una vez calculada esa anchura, todavía hay que tener encuenta, como ya se ha dicho en que época del año se ha construido la junta.

Los procesos de retracción en las partes hechas con hormigón in situ, así como las ulteriores contracciones de las piezas prefabricadas aumentan todavía entre los miembros de las contracciones, la retracción tiene un valor de.

- 0.2 a 0.5 mm/m Para el hormigón pesado compacto
- 0.5 a 0.8 mm/m Para el hormigón vertido in situ
- 0.8 a 1.0 mm/m Para el mortero de cemento y mortero moldeado de relleno
- 0.3 a 0.5 mm/m Para la contracción del hormigón ligero

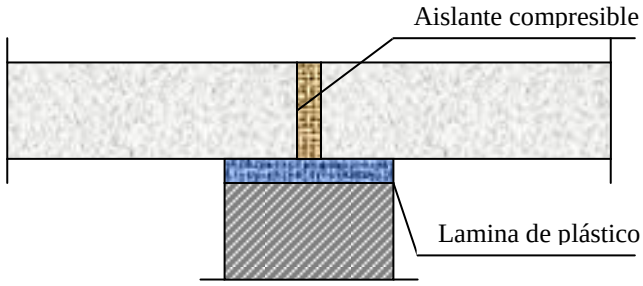
Se conserva siempre un margen de seguridad si se desprecia el valor de la retracción cuyo cálculo viene a veces afectado por algunos factores de incertidumbre.

5.13.9 Formación de juntas

Las juntas de dilatación pueden dejar peligro de que penetren en ella fragmentos que perturben su acción, o pueden rellenarse con alguna masa plástica o compresible.

1.- Juntas en terrazas

Las juntas de mínima anchura están en pavimentos, o solados de hormigón que cubren capas aislantes térmicas. Se suelen hacer de 2 mm de anchura de modo que la máxima distancia entre ellas no debe exceder de 2 m.



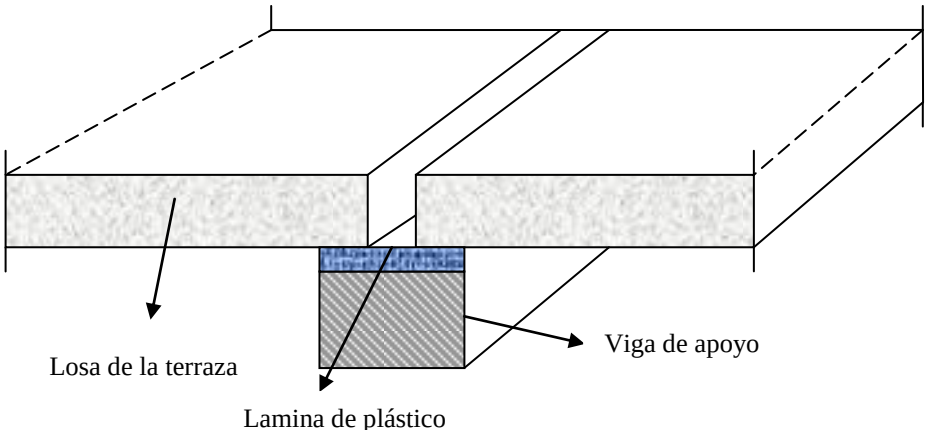


Fig. 5.27 *Junta en pavimentos o terrazas*

5.14 CONTROL DE DIFUSIÓN DE VAPOR DE AGUA

La carga de vapor de agua que atraviesa un elemento estructural exterior se puede calcular con el procedimiento de *Glaser*, en este procedimiento se hace referencia a la mayor resistencia a la difusión, que tiene un elemento con bajas temperaturas, este calculo sienbargo es muy laborioso, la presión de vapor se determina por. $Kp/m^{2,}$ lo cual es muy complejo, además solo se hace referencia al valor de la carga en invierno. Además para determinar el periodo para evaporar la humedad propia del proceso de construcción y con ello el balance anual, de humedad la dependencia de la presión de vapor de la temperatura y humedad del aire así como el contenido de humedad del aire (g/m^3), se indica en la Fig 5.28.

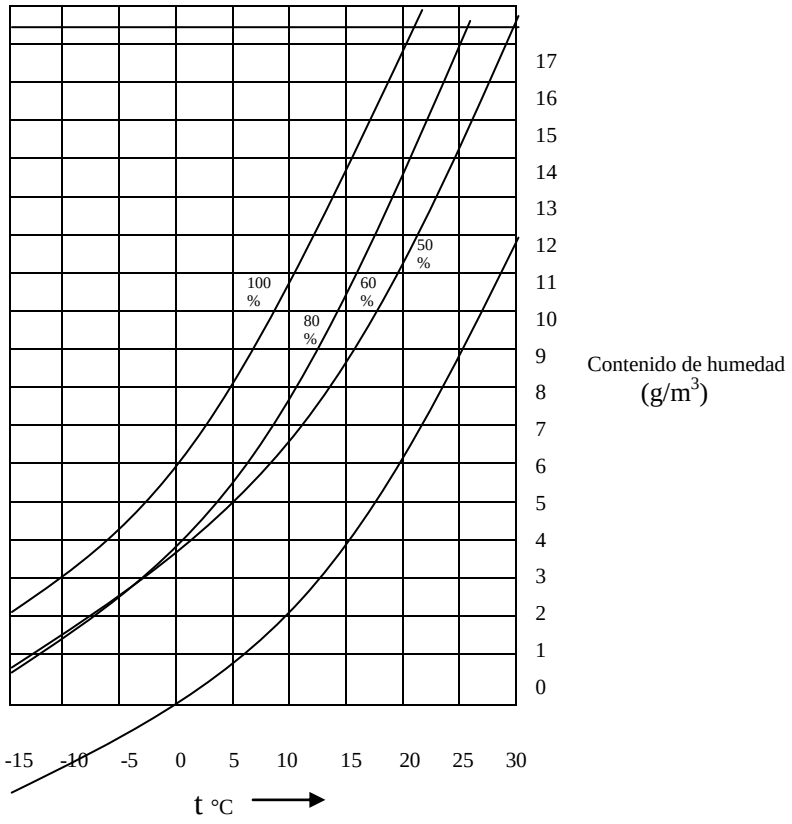


Fig. 5.28 *Tensión del vapor en(torr) y contenido de humedad de aire (g/m^3) en función de la temperatura y de la humedad relativa del aire*

5.14.1 Periodo de condensación

Un dato importante para el cálculo es la duración del periodo de condensación, es decir el tiempo durante el cual se forma agua en el interior del elemento constructivo.

5.14.2 Criterios técnicos de la difusión

En los cálculos de la difusión los tres siguientes criterios:

1. *Criterio del balance anual de humedad*

   La cantidad de humedad (g_t) tiene que ser mayor a la cantidad de humedad reunida durante el periodo de condensación (g_z).

$$g_t \rangle g_z \qquad [5.27]$$

2. Criterio de contenido máximo de humedad

El contenido máximo de humedad a causa de la difusión de vapor de agua del material afectado por la condensación (w_{max}), no debe rebasar un valor normalizado, el aumento de humedad a consecuencia de la difusión de vapor (w_z), equivale como máximo a la diferencia entre w y el contenido de humedad duradera real (w_r), ósea.

$$w_z \leq w_{\max} - w_r \quad (\%) \qquad [5.28]$$

3. Criterio de la ausencia de la condensación

En la capa del material en cuestión puede no formarse agua de condensación a causa de la temperatura invernal o sea.

$$g_z \leq 0 \qquad [5.29]$$

Este último caso debe tenerse en cuenta solo en caso de material muy sensible a la humedad.

5.14.3 Procedimientos de cálculo

Es practico utilizar formulas de difusión que dan resistencia a la difusión por el lado de mayor presión, también la resistencia especifica τ o la resistencia parcial de la difusión r, hay que observar que.

$$r = d\,\mu \qquad y \qquad \tau = d\,\mu\ N$$

1.- *Para el primer criterio (balance anual de humedad)*

$$r' = \left[\frac{\Delta p_i \xi - \Delta p}{\Delta p_e \xi + \Delta p}\right] r'' \qquad [5.30]$$

2.- *Para el segundo criterio (contenido máximo de humedad)*

$$r' = \frac{24 T_z \Delta p_i r'' 100}{\rho_o dw_{adm} r'' N + \Delta p_e 24 T_z 100} \qquad [5.31]$$

3.- *Para el tercer criterio (ausencia de la condensación)*

$$r' = \frac{\Delta p_i}{\Delta p_e} r'' 1.10 \qquad [5.32]$$

Donde:

μ= Factor de resistencia a la difusión

r = Resistencia parcial a la difusión

$\Delta p = p_r - p_i = p_r - p_e$ Cambio de presión de vapor (Trr)

$\xi = T_z/T_l$

$\Delta p_i = p_i - p_r$

$\Delta p_e = p_r - p_e$

$N = 1.2.10^4$ como valor normal

5.15 FORMACIÓN DE GRITAS

Como regla general puede afirmarse que no es posible construir una obra con grandes superficies de planta o de gran altura completamente libre de grietas debidas a varios factores.

5.15.1 Fisuras de retracción

La tracción del hormigón trae consigo diversas fisuras originadas por esta causa, para que la magnitud de retracción sea lo suficiente grande como para provocar fisuras han de pasar diez semanas o meses, estos largos periodos distinguen las fisuras de retracción.

La retracción del fraguado produce esfuerzos de compresión en el esfuerzo longitudinal de vigas y losas y esfuerzos de tensión para equilibrar la fuerza de compresión.

La retracción de fraguado producirá una curvatura y una deflexión correspondiente.

La retracción no es una fuerza sino una deformación impuesta

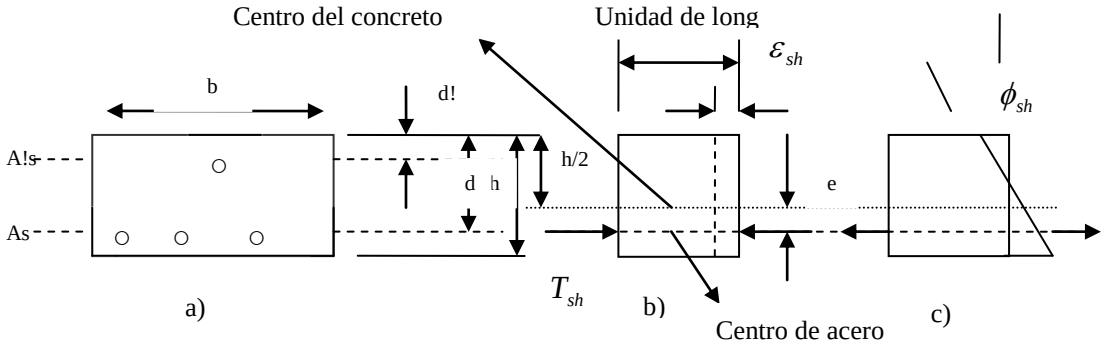


Fig. 5.29 *Curvatura de retracción, a) sección transversal; b) deformación unitaria por retracción; c) curvatura para retracción*

Se aplica al acero una fuerza de compresión ficticia $T_{sh} = (A's + As)\varepsilon_{sh}E_s$, en el centroide de todas las barras a una distancia (e) por debajo del centroide.

$$\phi_{sh} = \frac{T_{sh}e}{EI} \qquad [6.16]$$

Donde:

e = Distancia por debajo del centroide

E = Modulo de resistencia

ϕ_{sh} = Curvatura por retracción

T_{sh} = Fuerza de compresión de acero ficticio

I = Inercia

Los efectos de agrietamiento del concreto y de flujo plástico complican el análisis, para obtener buenos resultados se deben utilizar $e_g y I_g$, para la sección bruta no figurada del concreto y un modulo reducido E_{ct} igual a 1/2 Ec, pera tener encuenta el flujo plástico así que:

$$\phi_{sh} = \frac{2T_{sh}e_g}{E_{cIg}} \qquad [6.17]$$

Donde:

Ec = Valor normal pare el modulo elástico

Bronson sugiere que para cuantía de acero (P – P') ≥3%.

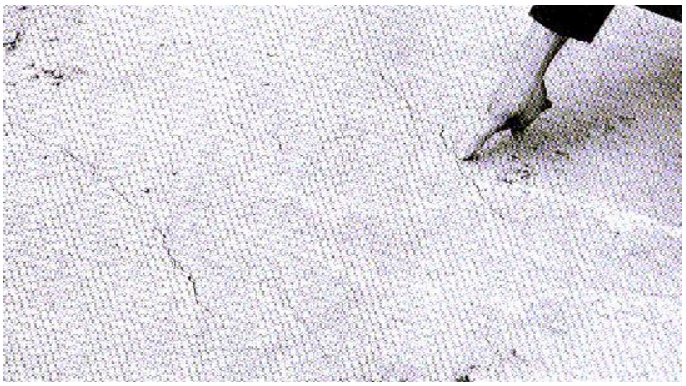
$$\phi_{sh} = 1.7\frac{\varepsilon_{sh}}{h}(p - p')^{1/3}(\frac{p - p'}{p})^{1/2} \qquad [6.18]$$

Donde:

P = 100As / bd

P' = 100A's / bd

Cuando se trata de piezas cortadas en su extremo, las fisuras se presentan con trazo perpendicular al eje de la pieza y con anchura constante, como se ve en la Fig. 5.30.



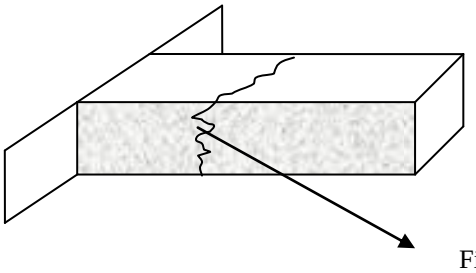


Fig. 5.30 *Fisuras de retracción en una viga cortada en sus dos extremos*

5.15.1.1 Fisuras internas de retracción

En hormigones muy ricos en pasta y con áridos de gran tamaño pueden producirse figuración interna por efecto de su retracción, ver Fig. 5.31. Aun cuando no lleguen a presentarse fisuras visibles, pueden aparecer en estos casos tensiones internas capaces de provocar una disminución de resistencia a compresión.

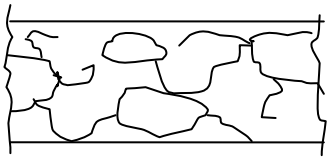


Fig. 5.31 *Fisuras internas de retracción*

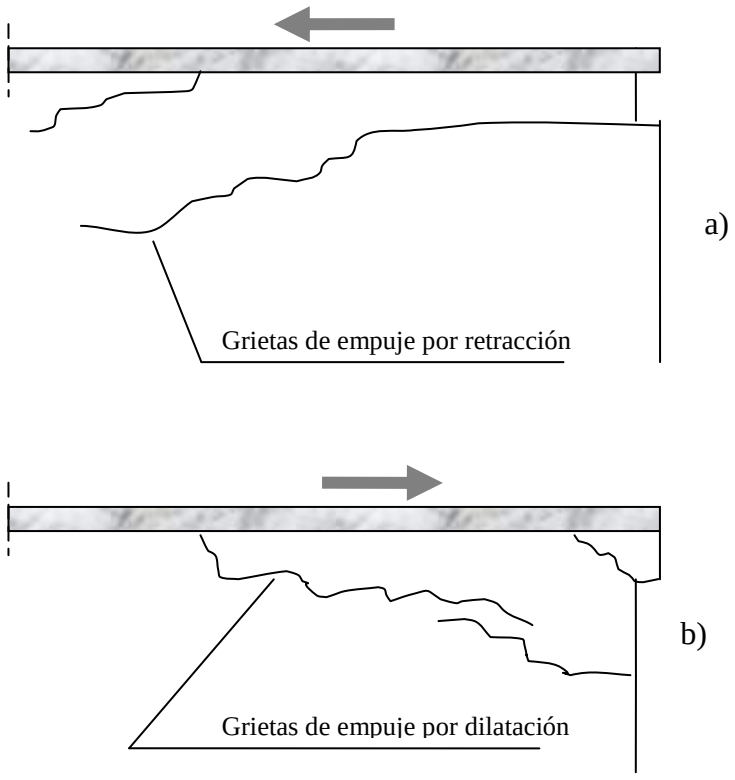


Fig. 5.32 *Efecto de los empujes de la losa de la terraza*
a) *Grieta de empuje por retracción*
b) *Grieta de empuje por dilatación*

5.15.2 Grietas en losas de terraza

Dos procesos distintos diferencian a las grietas:

a) En primer lugar actúan las fuerzas de retracción que pueden ser tan enérgicas que agrietan las paredes al tirar de ellas hacia adentro rompiendo así la subestructura que soporta la losa de la terraza.

b) El segundo proceso es más peligroso, que debido a las variaciones de longitud provocadas, por los cambios de temperatura de las terrazas. Los efectos mas desagradables son los producidos por las dilataciones de las mismas de modo que los esfuerzos son hacia fuera.

Las fuerzas de empuje siempre en actividad bajo la acción de las temperaturas pueden producir desplazamientos y grietas en los muros y terrazas de los edificios.

5.15.3 Formación de grietas en obras

A causa de los agrietamientos en las construcciones se van introduciendo cada ves métodos nuevos, es necesario distinguir entre grietas invariables y las de origen constructivo y aquellas ocasionadas por una ejecución defectuosa.

5.15.3.1 Carácter de los agrietamientos

Existen construcciones con escasas grietas y otras con abundantes grietas, debido a la formación de grietas características que pueden ser observadas claramente.

5.15.3.2 Distribución de las grietas

Según demuestra la experiencia y muy explicablemente, las grietas no se distribuyen en igual medida, sino que se encuentran por todas partes:

- En las caras de los edificios en mayor medida y de mayor anchura
- En los ángulos o esquinas de los edificios
- En los pisos superiores con mayor frecuencia y mayores anchuras debidas a las temperaturas

5.15.3.3 Grietas típicas

Son de esperar con gran probabilidad, grietas en los puntos siguientes en obra:

I. Grietas entre las paredes transversales y las longitudinales del edificio
II. Grietas entre las terrazas macizas y paredes de los muros
III. Grietas entre las paredes transversales y la pared exterior
IV. Grietas entre la losa terminal y las paredes longitudinales
V. Grietas entre las paredes de la caja de escalera y los descansillos de la misma
VI. Grietas en las paredes de las cargas transversales

CAPITULO VI

ANÁLISIS DE CAUSAS POR ACCIONES MECÁNICAS

6.1 INTRODUCCIÓN

Se tienen encuenta en el calculo, tanto las acciones directas (cargas), como las indirectas (deformaciones impuestas), incluyendo los efectos de impacto y vibraciones.

Como consecuencia de estas acciones el hormigón puede agrietarse. De forma que se debe hacer un diagnostico de estas acciones como son los, que continuación se detallan.

6.2 AIRE ATMOSFÉRICO SOBRE EL HORMIGÓN

Como se sabe el aire atmosférico seco se compone normalmente en volumen de 78 % de nitrógeno, 21 % de oxigeno y 1 % de diversas gases, entre los que se cuenta el bióxido de carbono (CO_2), ninguno de estos gases, en sus proporciones normales, causa daño directamente al hormigón.

Sin embargo existen situaciones en que el aire se contamina con sustancias ajenas a su composición natural, o bien se modifican las proporciones de sus componentes normales, en cuyos casos el aire se convierte en un medio para que dichas sustancias entren en contacto, y si son agresivas como los cloruros originarios del agua del mar que se hallan en suspensión en el aire atmosférico y las sustancias químicas y gases de diversa naturaleza que son descargadas a la atmósfera.

También se ha mencionado que el principal efecto perjudicial del CO_2 sobre la estructura, deriva de su reacción con el hidróxido de calcio del concreto, con la cual disminuye la alcalinidad de este (desciende su pH), y se reduce su eficiencia para dar protección al acero de refuerzo contra la corrosión, lo que presenta una condición de mayor riesgo para el deterioro prematuro de las estructuras, por concepto de la probabilidad de que

se incremente la Carbo natación del hormigón y aumente consecuentemente la probabilidad de que el acero de refuerzo sufra corrosión.

Con base a dichas observaciones, se definieron cinco grados de severidad en el medio ambiente, de menor a mayor como sigue:

- Seco y con temperatura moderada
- Húmedo y con temperatura moderada
- Húmedo y con temperatura de 60°C o mas
- Humedecimiento y secado alternados, con temperatura moderada
- Humedecimiento y secado alternados con temperatura de 60°C o mas

6.2.1 Efectos patológicos de vientos en estructuras de hormigón

La aplicación de las fuerzas de viento en hormigón estructural es desarrollada en forma de presiones, que actúan normal a la superficie de la estructura, el viento induce movimientos, el cual implica: desplazamiento, velocidad y aceleración, esta es la condición de gobernabilidad para el diseño de fuerzas laterales en el diseño de hormigón estructural vientos fuertes, por lo tanto entender las características del viento como una carga dinámica es vital, y constituye uno de los mayores aportes de esfuerzo que envuelve al diseño de las estructuras.

6.2.2 Análisis de vientos sobre el hormigón estructural

Las estructuras flexibles tomaran importancia cuando se hable de viento, esto se aplica con detalle en secciones posteriores. El movimiento de un cuerpo flexible inducido por ondas se estudia en el análisis dinámico.

Cualquier carga cíclica continua produce una respuesta cíclica (respuesta armónica), en un sistema estructural. Un análisis de respuesta armónica de capacidad de predecir el comportamiento dinámico sostenido de la estructura, de manera que permita verificar si se

diseña o no exitosamente y se conseguirá evitar la resonancia, fatiga y otros efectos negativos producidos por la fuerza de vibración.

6.2.3 Teoría de vientos y su efecto patologico

El viento es el resultado de *masa de aire* con diferentes velocidades y con energía cinética producida a través de cambios termodinámicos de energía generada por el *sol*.

En contacto con la atmósfera esta energía presenta una distribución desigual produciendo cambios en la temperatura y humedad, así como también en la distribución de presiones, causando movimientos de *masas de aire* debido al no balance de las acciones termales y mecánicas. A veces la energía es liberada en pequeñas áreas, generando tornados, donde las velocidades más altas aparecen produciendo desastres.

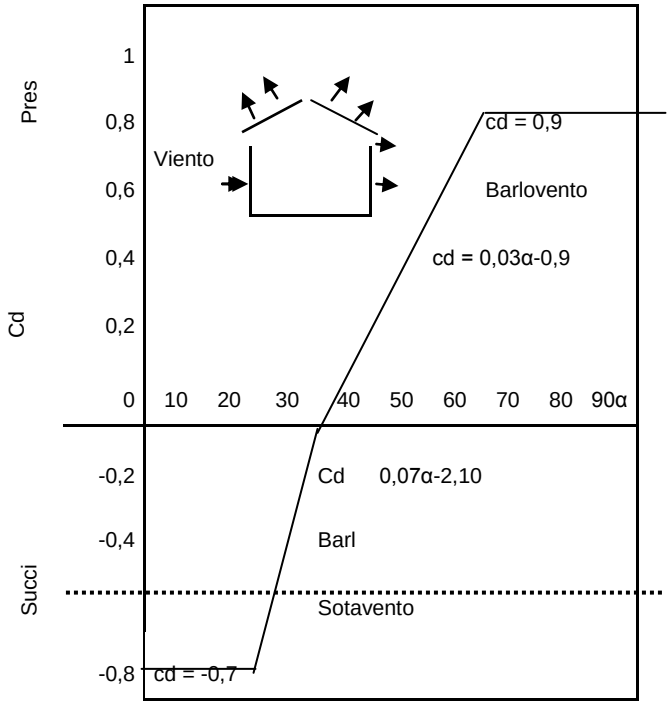


Fig. 6.1 *Ábaco para el cálculo de la presión de viento*

Cuando hablamos de las características de la atmósfera, durante vientos fuertes el aire se mueve a lo largo de la superficie, de fricción en el suelo genera una capa, creando vientos turbulentos ***(ráfagas),*** donde las características varían con las condiciones del tiempo, las mediciones de velocidades de viento dependen de:

- El tiempo promedio
- El sitio de medición

6.2.4 Obtención de registros en estructuras de hormigón

El viento es un elemento climático definido como "*el aire en movimiento*" y se describe por dos características:

- *La velocidad*
- *La dirección*

Debido a esto se considera el viento como un vector con magnitud (dada por la velocidad) y dirección, existen dos métodos para medir la velocidad del viento en estaciones climáticas:

a. *Sensoriales. Se efectúan por medio de los sentidos, principalmente de vista. Por ejemplo cuando podemos detectar la cantidad nubes en el cielo.*
b. *Instrumental. Aparatos especiales que registran velocidades máximas horarias.*

Fuerza Beaufort	**Nombre**	**Equivalencia de la velocidad**		**Características para la estimación de la velocidad**
		m/s	**Km./h**	
0	Calma	0 - 0.2	1	El humo se eleva verticalmente
1	Ventolina	0.3 – 1.5	1 – 5	La dirección de viento por el movimiento
2	Brisa muy débil	1.6 – 3.3	6 – 11	El viento no se percibe en el rostro
8	Viento bajo	17.2 – 20.7	62 – 74	El viento rompe las ramas
9	Viento medio	20.8 – 24.4	75 – 88	El viento ocasiona ligeros daños en las estructuras de hormigon
10	Viento muy duro	35 o mas	125 o mas	Importantes daños en estructuras

Tabla 6.1 *Escala beafort*

6.2.5 Estimación de vientos en estructuras de hormigón

En este punto de análisis, si la característica dinámica de la estructura y en particular la ***"función de transferencia mecánica"*** es conocida, el espectro de respuesta (amplitud del modo de vibración considerado), puede ser determinado. Según Davenpot la "curva de resonancia ", La respuesta resultante del espectro, es máxima en la frecuencia natural. Davenpot mostró que el promedio de la respuesta más grande durante un periodo de la respuesta más grande durante un periodo T es dado por:

$$Y_{max} = Y + g\,\sigma_y \qquad [6.1]$$

Donde:

Y = respuesta medio de viento medio

6.2.6 Parámetros generales con cargas dinámicas de viento

Las condiciones atmosféricas, características topográficas alrededor de la estructura, características dinámicas y geométricas de la misma deberán ser seleccionadas adecuadamente para el análisis del movimientote la interacción viento y el hormigón estructural.

6.2.6.1 Velocidad de aire media de diferentes rugosidades

El viento es un elemento climatológico que varia con la altura, es así que cerca del nivel de suelo, debido a la fricción con este la velocidad es nula, gracias a un sin numero de pruebas de campo y estudios de laboratorio puedo obtener el verdadero comportamiento del viento al imponerse una estructura regular, así que se observan dos grandes parámetros, uno compuesto de viento estable el cual varia logarítmica y exponencialmente con la altura, y otro que es la variación abrupta (ráfaga) de este que causa la agitación de la estructura que se interpone.

a) La teoría de la longitud mezclada proporciona un poder de variación bajo la velocidad promedio con la altura, como sigue.

$$V_z = V_{10} (h/ 10)^{\alpha} \qquad [6.2]$$

Donde:

V_z = Es la velocidad para cada nivel deseado.

h = Altura de la estructura en diferentes niveles.

$V_{(10)}$ = Velocidad de viento a 10 m por encima del suelo.

α = Coeficiente adimensional

b) Teoría de balance de energía aquí se considera que el flujo del viento, bajo estratificación neutral, reduce la energía turbulenta a una condición de flujo de calor cero, y un perfil de viento logarítmico es obtenido para computar la velocidad promedio del viento en diferentes alturas dados por:

$$V_z = \mathring{u}_o / k_o \ln (Z - Z_d / Z_o) \quad [6.3]$$

Donde:

$\mathring{u}_o$ = Velocidad de fricción = $\sqrt{\text{٢}} / \rho$

k_o = Constante de von Karma, igual a 0.4

Z_d = Longitud de desplazamiento

Z_o = Longitud de rugosidad

Z = La altura a diferentes alturas

Valores para parámetros Z_d y Z_o son datos en la Tabla 6.2

Estudios estadísticos cuidadosos son hechos para definir la velocidad promedio, o características de velocidad de datos obtenidos en estaciones climatologicas valores estadísticos extremos son generalmente usados para definir velocidades de viento con el mismo periodo del terreno, la velocidad de viento esta dado por:

$$F (Vi) = e^{-(Vi + B)-y} \quad [6.4]$$

Donde:

F (Vi) = Probabilidad de ocurrencia de Vi

Vi = Velocidad del viento en el nivel i

B, γ = Parámetros estadísticos

	Tipo de expresión	**Exponente para ley de poder, *ά***	**Coeficiente de superficie de rugosidad**
Ley exponencial	Con pocos obstáculo		
Ley exponencial	Superficies con obstáculos de 10 a 15 m en altura uniformemente distribuida	0.28	0.015 – 0.005
Ley exponencial	Centro de ciudades	0.4	0.030 – 0.050
Tipo de expresión	Tipo de exposición	$Z_{o(m)}$	Z_d
Ley logarítmica	Terrenos abiertos a costas	0.005 – 0.01	0
Ley logarítmica	Terrenos abiertos sin obstáculos	0.03 – 0.10	0
Ley logarítmica	Pequeñas ciudades sub. Urbanas	0.20 – 0.30	0
Ley logarítmica	Centros de pequeñas ciudades	0.35 – 0.45	0
Ley logarítmica	Centros de grandes ciudades	0.60 – 0.80	0.75

Tabla. 6.2 *Coeficientes para las diferentes teorías para estimación de viento*

A trabes de B, γ (conocidos del sitio), es posible definir el promedio de las velocidades de viento para diferentes periodos de retorno, R. Esto es común en ingeniería, para seleccionar por ejemplo:

- *Estructuras sin riesgo R = 5 años.*
- *Para estructuras permanentes, R = 30 años*
- *Para estructuras después del desastre R = 100 años*

6.2.6.2 Características de flujo de aire

Los movimientos generados por vientos fuertes pueden generar vientos laminares o turbulentos, dependiendo en que flujo nos encontramos. Se desarrollara diferentes procedimientos de solución para edificios según el flujo en que nos encontramos, En las normas señalan certeramente las características de esbeltez como parámetro de diferenciación para el uso del método elástico o dinámico, ya que es una buena manera también incluir las características de flujo debido a que el numero de Reynolds, que separa las características atmosféricas depende del área de la estructura dependiendo al flujo de aire.

- Flujo de aire en rangos de $10^4 < Re > 10^5$

- Flujo turbulento $Re > 10^5$

Donde Re representa el numero de Reynolds, el cual se define como "la relación adimensional entre las fuerzas inerciales las de viscosidad".

6.2.6.3 Aire atmosférico y su efecto patologico

Entre las principales agentes perjudiciales al hormigón, el aire atmosférico suele ser medio de transmisión como el bióxido de carbono (CO_2) procedentes de los procesos de combustión, los cloruros originarios del agua del mar que se hallan en suspensión en el aire marítimo, y las sustancias químicas y gases de diversa naturaleza que son descargados a la atmósfera a través de las chimeneas de las inhalaciones industriales.

La influencia que ejercen los cloruros en la corrección de los aceros de acuerdo a la información a cerca de ambiente marítimo en contacto con las superficies del hormigón presenta contenidos de cloruro tan altos como 0.20 mg de cloruro de sodio por cm^2 de superficie expuesta, y esto lo convierte al medio ambiente de alto riesgo para la corrección del acero refuerzo de las estructuras construidas en las costas.

6.2.7 Fuerzas patológica de viento estructural

Las oficinas meteorológicas clasifican los vientos de acuerdo con la velocidad de estos, que además se puede medir con facilidad.

- Una brisa puede tener una velocidad de 6 Km. /hr
- Un viento fuerte de 50 a 60 Km. /hr
- Un huracán puede alcanzar una velocidad de 160 Km. /hr

De una manera general se recomienda para el cálculo las siguientes velocidades de viento:

1. Sobre un plano vertical totalmente expuesto al viento, por ejemplo en la cima de un cerro de un alto edificio con vista directa al mar: 160 Km./hr
2. En la fachada del mismo edificio, si da hacia una calle abierta de una ciudad sujeta a vientos furtes: 75 Km./hr
3. A una altura normal no muy alto en una ciudad: 35 Km./hr
4. Experimentalmente se ha determinado que sobre un plano vertical, el empuje unitario e de un viento cuya velocidad es v expresada en Km./hr, varia entre $0.0075\ v^2$ y $0.0092\ v^2$ Km./m^2

De manera que para el caso se recomienda usar la formula intermedia.

$$e = 0.0083\ v^2 \qquad [6.5]$$

Según el cual un huracán puede ejercer sobre la vertical una presión de:

$$e = 0.0083 * 160^2 = 212 \text{ Kg./m}^2$$

No es fácil calcular con exactitud el empuje del viento sobre la cara de un elemento de hormigón pues si son relativamente pequeñas, el aire se escapa por los lados y arriba, con mas facilidad que si son grandes, además mucho depende de la rugosidad o el relieve de ellas, pero se puede partir del calculo del empuje total E del viento multiplicando el aire A, en la que choca, por el empuje unitario:

$$E = A\ e \qquad [6.6]$$

Sin embargo el aire que escapa produce succiones en los lados también queda expuesta a otras succiones mayores por el vació que le provocan las corrientes laterales o superiores que por fricción arrastran el aire que existe junto a ella.

En el centro de la pared frontal o de barlovento, las presiones son más intensas; donde el aire no puede escapar y en los extremos de la pared posterior o de sotavento; las succiones son más fuertes. Las succiones S′ en las paredes laterales, sobre todo si estas son

relativamente grandes, solo se realiza en la parte más cercana a donde viene el viento y se puede calcular mediante la formula:

$$S' = 0.0025\ v^2 \qquad [6.7]$$

Lo mismo sucede en las azoteas, la corriente que escapa en la parte superior de la fachada o de las paredes laterales.

La succión **S** en la pared posterior, es más importante que las anteriores, y se puede resolver con la formula:

$$S = 0.0058\ V^2 \qquad [6.8]$$

Tanto **S′** como S presentan las succiones unitarias

En una pared de hormigón, como la de un anuncio, las fuerzas de viento se pueden considerar; considerando el área total menos laminad de la superficie de los huecos pero sin tener estos encuenta si son muy reducidos.

Es una borda que recibe viento, la suma de la presión y la de succión es igual a:

$$e' + S = (0.0083 + 0.0058)\ V^2 = 0.0141V^2 \qquad [6.9]$$

En este caso la succión no es provocada por el viento frontal que se escapa por la parte superior, pues seria imposible que aumentara su energía, sino también por el viento rasante en esa parte.

6.3 ACCIONES SÍSMICAS EN ELEMENTOS DE HORMIGON ESTRUCTURAL

El enfoque del problema de los sismos casi siempre se ha hecho desde el punto de vista teórico del desarrollo de las fuerzas mínimas que deben resistir las estructuras afectadas, por el fenómeno considerando no solo la intensidad de las sacudidas sino también, las masas, los tipos de estructuras y las condiciones.

Los daños son el resultado de las deformaciones diferenciales, su control es mas bien un problema de deformaciones que de esfuerzos,

Estudiaremos aquellos síntomas patológicos de un comportamiento anormal de las estructuras de hormigón armado, analizando las causas de los mismos su significado y las actuaciones recomendables.

Entre los síntomas patológicos más importantes se encuentran, la aparición de rugosidades degradaciones más o menos profundas y sobre todo la aparición de las grietas.

El análisis de vibraciones es un tema muy amplio al cual se han definido estudios completos en el presente, se expondrán en forma breve los conceptos básicos a cerca de la teoría de vibraciones y la dinámica del hormigón estructural, se hará énfasis en la aplicación de dichas teorías al análisis de la respuesta estructural sujetas a cargas dinámicas de carácter sísmico.

6.3.1 Efectos sísmicos en los edificios de hormigon

El movimiento sísmico del suelo transmite a los edificios que se apoyen sobre este, la base del edificio tiende a seguir el movimiento del suelo, mientras que por inercia la masa del edificio se opone a ser desplazada dinámicamente y a seguir el movimiento de su base se generan entonces las fuerzas de inercia que ponen en peligro la seguridad de la estructura.

La flexibilidad de la estructura ante el efecto de las fuerzas de inercia hace que este vibre en forma distinta a la del suelo misma, las fuerzas que se inducen en la estructura no son en función solamente de la intensidad del movimiento del suelo, sino dependen de forma predominante de las propiedades de la estructura.

Por una parte las fuerzas son proporcionales a la masa del edificio y por otra son función de algunas propiedades dinámicas que definen su forma de vibrar.

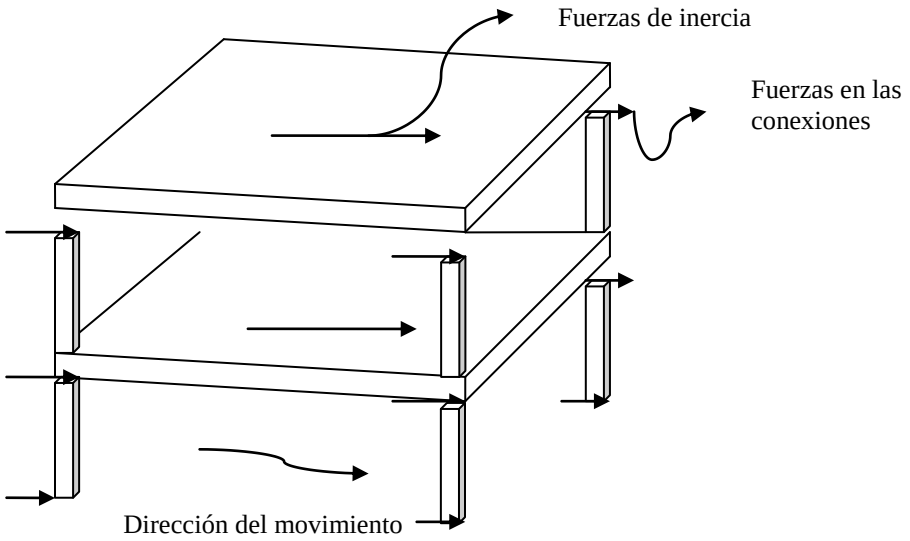


Fig.6.2 *Flujo de fuerzas en la estructura por vibración*

Los efectos sísmicos que provocan al hormigón, son muy lamentables en muchos casos sin solución alguna cuando hablamos de estructuras de hormigón, sin embargo estas se ilustran como sigue.

6.3.2 Características sísmicas con relación a estructuras de hormigón

Debido a la irregularidad de los movimientos de la tierra, debido a que cada uno difiere de los demás, aun en el mismo sitio, importa establecer cualquier característica que ciertos grupos de sismos pueden tener en común diseños sísmico, con tal objeto clasificamos lo sismos en cuatro grupos:

6.3.2.1 Momento sísmico patologico

El momento sísmico, es una medida del tamaño del sismo que esta directamente relacionado con la caída del esfuerzo, el deslizamiento y el área de falla.

$$Mo = k\ Af\ d \qquad [6.10]$$

Donde:

Mo = momento sísmico en (dinas cm.)

K = Rigidez o resistencia a cisallamiento del plano de falla (dim. cm2)

Af = Área de la falla en (cm^2) puede ser igual a la longitud por la Prof. de falla

d = distancia deslizada de la falla en (cm.)

La determinación del momento sísmico es fundamental para comprender la peligrosidad de una falla de determinado tamaño.

6.3.2.2 Magnitud patológica

La magnitud nos permite cuantificar el tamaño del sismo y representa la energía sísmica liberada por cada terremoto, cada sismo tiene una única magnitud, pero los valores dados por diferentes observatorios pueden decidir hasta en 0.2 unidades de magnitud por lo que la mejor estación de la magnitud es la promedio de todos los valores obtenidos.

6.3.2.3 Intensidad patológica

Es una medida de la potencia destructiva de un sismo en un determinado lugar especifico, y el efecto es mucho mayor en las proximidades del epicentro existen dos formas para describir y medir la intensidad de un sismo.

6.3.2.4 Medidas de intensidad

Pretende ser una cuantificación racional y científica, mediante medidas instrumentales del movimiento del terreno, teles como la aceleración, velocidad y desplazamiento que se obtienen de los instrumentos sísmicos, tales como sismómetros y acelerómetros.

Grado sísmico	Efectos sobre las personas, objetos y construcciones
II	El terremoto es notado por muy pocas personas, en edificios.
III	Se nota en el interior de los edificios y especialmente en las plantas superiores. sismo.
IV	Durante el dia es sentido por muchas personas dentro de los edificios,
V	Es notado aproximadamente por toda la gente. Averías ligeras en los enyesados y ventanas,
VI	El movimiento sísmico es notado por todos, produciendo pánico, los enyesados caen, averías estructurales de poca importancia en las estructuras mal construidas.
VII	El terremoto produce pánico y la gente sale de las viviendas, averías insignificantes en las estructuras construidas
VIII	Averías ligeras en las construcciones y fallan columnas.
IX	Averías de importancia es estructuras

Tabla. 6.3 *Escala de intensidad mercalli modificada*

6.3.3 Teoría general de vibraciones de estructuras de hormigon

Todos los cuerpos que poseen masa y elasticidad son capaces de vibrar, una vibración mecánica es el movimiento de una partícula o cuerpo que oscila alrededor de una posición de equilibrio, la mayoría de las maquinas y estructuras experimentan vibraciones en cierto grado, por lo que su diseño requiere la consideración de dicho efecto dinámico.

6.3.3.1 Fuerza resistente patológica interna de desplazamiento debido al amortiguamiento

Fuerza que resiste el desplazamiento (u) del sistema, depende de la rigidez (k) de la estructura para sistemas elásticos se tiene:

$$Fs = k\mu \qquad [6.11]$$

Donde:

k =Coeficiente de rigidez del sistema

μ= Desplazamiento de la masa del sistema

De forma que la fuerza no cambie en función a su resistencia que esto traería una consecuencia a una serie de patologías debida a esta excedencia de fuerzas.

6.3.3.2 Fuerza resistente patológica interna de velocidad debido al amortiguamiento

Es una fuerza resistente a la velocidad que disipa a la energía vibratoria del sistema, en estructuras reales son muchos los mecanismos que contribuyen a la disipación de la energía fricción en los empalmes de acero, apertura y sierre de micro fisuras del concreto, fricción entre los elementos estructurales y no estructurales, para el análisis dinámico tanto de estructuras lineales como no lineales, el amortiguamiento puede ser idealizando por un amortiguador viscoso lineal.

$$F_D = C\,\mathring{u} \qquad [6.12]$$

Donde:

C= Coeficiente de amortiguamiento viscoso del sistema

u° = Velocidad de la masa del sistema

A una excedencia de esta fuerza internas entonces la estructura entra en patologías a diferentes grados no identificados.

6.3.3.3 Fuerza resistente patológica inercial debido a la aceleración de la masa de hormigón

$$F_D = m\,\ddot{u} \qquad [6.13]$$

Donde:

ü = Aceleración de la masa

m = Masa del sistema

6.3.4 Sistema de dinámica de estructuras de hormigon

El sistema considerado consiste en una masa concentrada a nivel de la cubierta, un pórtico provisto de masa provee rigidez al sistema, y un amortiguamiento viscoso que disipa al energía vibrasional, extensible axialmente, este sistema puede ser considerado

como la idealización de una estructura en tres componentes individuales, masa, rigidez y amortiguamiento.

6.3.4.1 Influencia de amortiguamiento

El amortiguamiento que se debe usarse en el análisis dinámico de estructuras, deben considerarse una serie de factores. La variación de amortiguamiento es debido a los materiales usados, la forma de la estructura, la naturaleza de la vibración y del subsuelo.

Los amortiguamientos para varios tipos de estructuras de hormigon se ven en la tabla 6.4

Tipo de estructura	**Relación de amortiguamiento, ξ. (%)**
Pórtico de hormigon, soldado o apernado con muros de corte.	7
Pórtico de hormigón, con todos loa muros de construcción flexibles.	5
Pórtico de hormigón, con revestimiento rígido y todos los muros interiores flexibles.	7
Pórticos de hormigón, con muros de corte de hormigón y mampostería.	10
Nota: El termino pórtico indica estructuras a flexión del tipo viga-columna.	

Tabla. 6.4 *Relación de amortiguamiento típico para estructuras*

6.3 5 Influencia dinámica de suelo en estructuras de hormigon y pasible patología

La influencia de un sismo puede ocasionar serios daños debido al efecto originando en suelo como base de fundación de todas las estructuras, el sismo genera ondas que se propagan desde el foco a través de la corteza terrestre, cuándo las ondas llegan a la superficie producen vibraciones que tienen una duración de unos segundos o minutos dependido de las características del suelo.

Aunque las ondas del sismo viajan principalmente por la rocas madre la ultima porción de su recorrido hacia la superficie es a través del suelo, los depósitos del suelo

actúan como filtros amplificando al movimiento para distintos rangos de frecuencia de vibración.

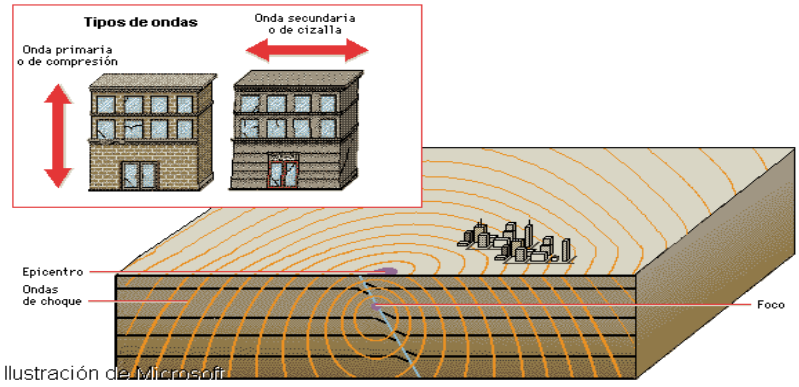
Perfil tipo del suelo	Descripción	Velocidad de la onda de corte (m/s)
Sn	Roca sólida	>1520
SB	Roca	760 – 1520
SL	Roca suave	360 – 760
SD	Suelo rígido	180 – 360
SE	Suelo suave	<180
SF	Arcilla sensitiva o suelo orgánico	Realizar investigación

Tabla 6.5 *Clasificación de los perfiles tipo de suelo*

6.3.5.1 Interacción suelo estructura

Debido a las dificultades que se presentan al establecer los modelos dinámicos analíticos de sistema de suelo, ha constituido una practica común.

Existe interacción suelo estructura si se mueve o se distorsiona en forma diferente a la superficie correspondiente en el campo libre como efecto de la cimentación de una estructura en el movimiento y fuerzas inducidas en esta durante un sismo.



Imag 6.1 *Tipos de ondas destructoras*

6.4 DINÁMICA DE FUERZAS PATOLÓGICAS

6.4.1 Categoría de las edificaciones

De acuerdo a su uso e importancia, cuando ocurre un sismo las construcciones se clasifican en:

- Edificaciones especiales cuya patología además del peligro propio representa un peligro adicional.
- Edificaciones especiales importantes por prestar servicios vitales cuando ocurre un sismo y que no deben ser interrumpidos o que al encontrarse una patología estas causarían perdidas directas o indirectas excepcionalmente altas, comparativamente con el costo requerido para aumentar su seguridad. Dentro de esta categoría están los hospitales, centrales telefónicas, estaciones de radio, estaciones de bomberos, estadios, colegios, auditorios, templos, salas de espectáculo, museos etc.
- Edificios comunes cuya patología ocasionaría perdidas de magnitud intermedia tales como, edificios de departamento y oficinas, hoteles, edificios comerciales, restaurantes, almacenes, depósitos y edificios industriales.
- Edificios cuya patología por sismos implican un costo reducido y normalmente no causan daños como consecuencia de su patología.

6.5 PESO DE LAS EDIFICACIONES

El peso total de las edificaciones, se calculan adicionando a la carga permanente total un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determina de la siguiente manera.

a. En edificaciones de categoría A, se tomara el 100% de la carga viva.
b. En edificaciones de la categoría B, se tomara el 50% de la carga viva.
c. Los edificios de la categoría C, se tonara el 25% de la carga viva.

6.6 ESFUERZOS PATOLOGICOS QUE CAUSAN LOS SISMOS

El conocimiento de los distintos tipos de grietas que pueden presentarse en los

elementos del hormigón armado es importante para poder diagnosticar con acierto grado.

Para simplificar los problemas, con frecuencia se supone que al presentarse un sismo, la construcción va a quedar sujeto a:

- Fuerzas horizontales
- Fuerzas verticales

Consideraciones de las acciones de las fuerzas sísmicas a un análisis dinámico es pertinente.

- Inercia
- Elasticidad
- Aceleración

6.6.1 Inercia

Es la propiedad que tienen los cuerpos para oponerse al movimiento cuando estén en reposo relativo, y al cambio de velocidad cuando se mueven.

Aunque solo sea por adherencia, el edificio esta ligado al terreno, este al moverse, lo arrastra en un movimiento, sienbargo por inercia la construcción tiende a quedarse en una posición inicial y así hay en ella fuerzas de reacción cuyo resultante E es igual y de sentido contrario a la acción F producida por el suelo.

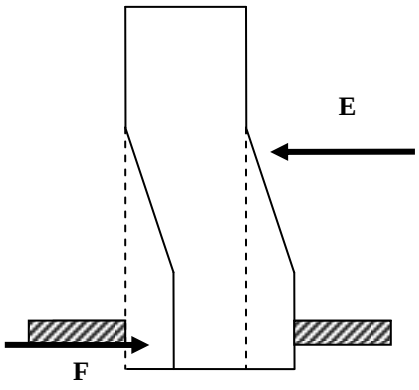


Fig 6.3 *Inercia del edificio*

Imag.6.2 *Consecuencias por su inercia*

6.6.2 Elasticidad

Es la propiedad que tienen los cuerpos en mayor o menor grado para volver a su posición inicial una vez que la fuerza ha deformado temporalmente, el terreno tine elasticidad y por ello tiende a volver a su posición inicial cuando el sismo se mueve, aunque también a veces, la plasticidad puede conservar parte se su deformación.

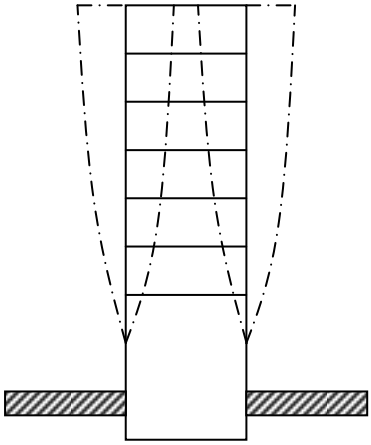


Fig 6.4 *Elasticidad del edificio*

Img 6.3 *Consecuencias por su elasticidad*

6.7 EFECTOS SÍSMICOS PATOLÓGICOS EN LOS EDIFICIOS DE HORMIGÓN

El movimiento sísmico del suelo se transmite a los edificios que se apoyan sobre este, la base del edificio tiende a seguir el movimiento del suelo, mientras por inercia la masa del edificio se opone a ser desplazada dinámicamente y a seguir el movimiento de su base, se generan entonces las fuerzas de inercia que ponen en peligro la seguridad de la estructura y a una patología a barios grados de peligrosidad.

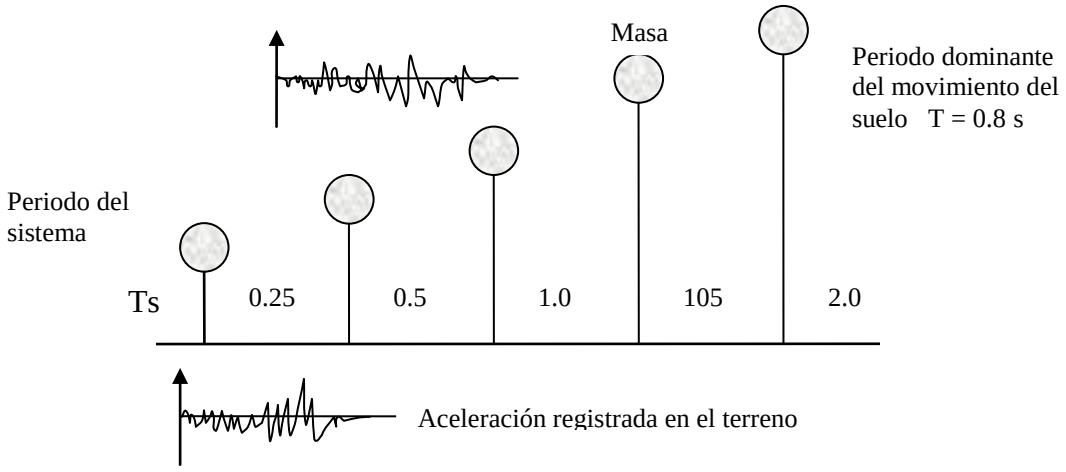


Fig 6.5 *Aplicación del movimiento del terreno en un sistema*

6.7.1 Relación carga deformación de una estructura

Cada material y sistema estructural presenta variaciones en su respuesta que dan lugar a diferencias tanto en las cargas como a las deformaciones para alcanzar a los distintos estados limites.

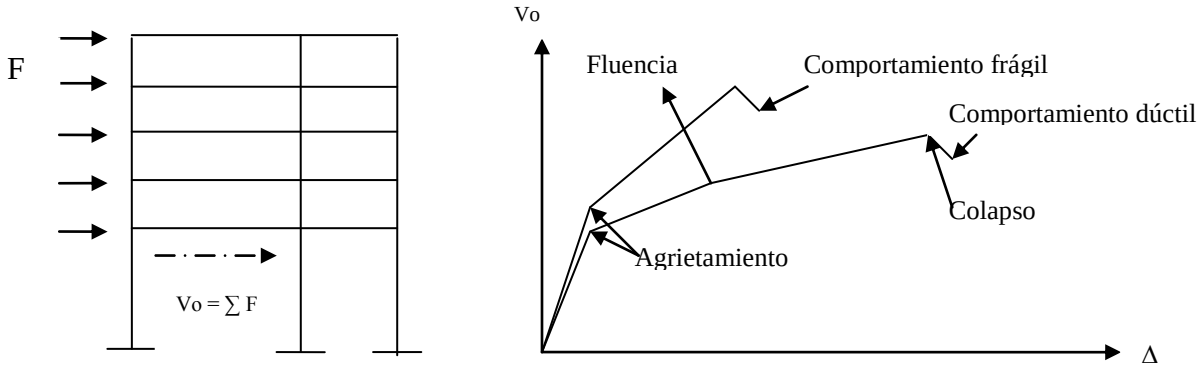


Fig.6.6 *Relación carga deformación de una estructuras*

6.7.2 Problemas patológicas por colindancia y golpeteo

El problema de los edificios adyacentes o de dos partes del mismo, que se golpean entre si durante un sismo, esta relacionado con dos puntos, juntas de separación y la rigidez. Las consecuencia de los golpes entre estructuras pueden tener poca importancia cuando las colisiones se produzcan entre losas y áreas no cubiertas por revestimientos caros o pueden ser catastróficas cuando una losa saliente golpea a una o mas columnas.

La posibilidad de golpeteo es una función del desplazamiento lateral, o de la deflexión vertical de los edificios adyacentes. La separación entre edificios debe ser normado.

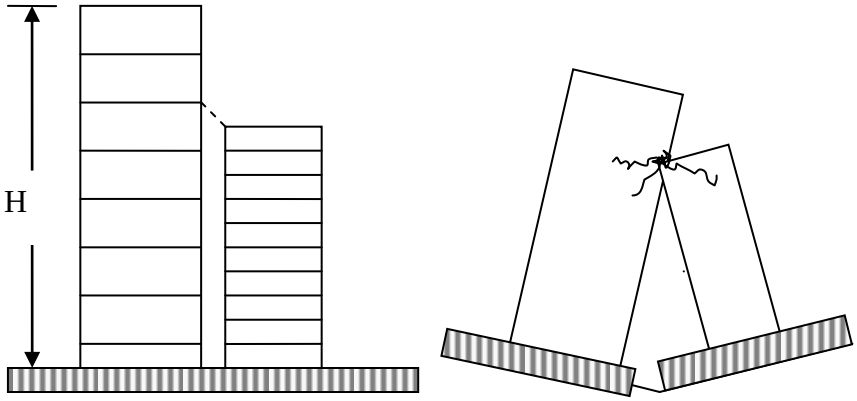


Fig 6.7 *Separación entre edificios*

6.7.3 Daños patológicos estructurales más comunes

El efecto que más ha influenciado en el establecimiento de la practica actual en las edificaciones a una serie de patologías diferenciales a esta acción sísmica bebido a la importancia en cuanto a la patología mecánica.

Las causas más frecuentes de patologías en los edificios es la insuficiente resistencia a:

- Carga lateral de los elementos verticales de soporte de la estructura (columnas o muros). Las fuerzas de inercia desde la parte superior hacia la cimentación genera fuerzas cortantes resientes hacia los pisos inferiores de la estructura.
- Las conexiones entre los elementos estructurales que tiene la función de resistir las fuerzas sísmicas en las zonas criticas para la estabilidad de la construcción se presentan en ellas con frecuencia concentraciones elevadas y condiciones complejas de refuerzos que han dado lugar a numerosos casos de patologías.
- Particularmente criticas son las conexiones entre

- Muros y losas
- Vigas y columna
- Losa viga

Imag. 6.4 *Patologías por acciones mecánicas*

6.7.4 Criterio de fallos de unión viga columna

Las fallas en las conexiones por las fuerzas en los extremos, considerando que los momentos son tan fuertes son como se ve.

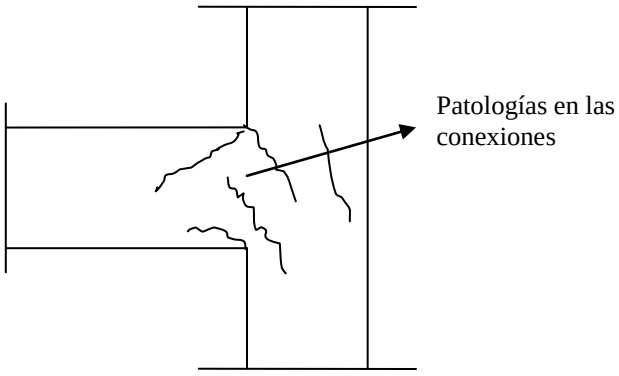


Fig.6.8 *Patológicas unión viga*

Imag. 6.5 *Patologías en conexión*

6.7.5 Criterios de fallos estructurales

Un problema espacial de integración de los muros a la estructura, una porción de la fuerza sísmica provoca con frecuencia un fallo por cortante. Se debe tener encuenta el criterio de diseño de las estructuras que deben tener encuenta los efectos sísmicos.

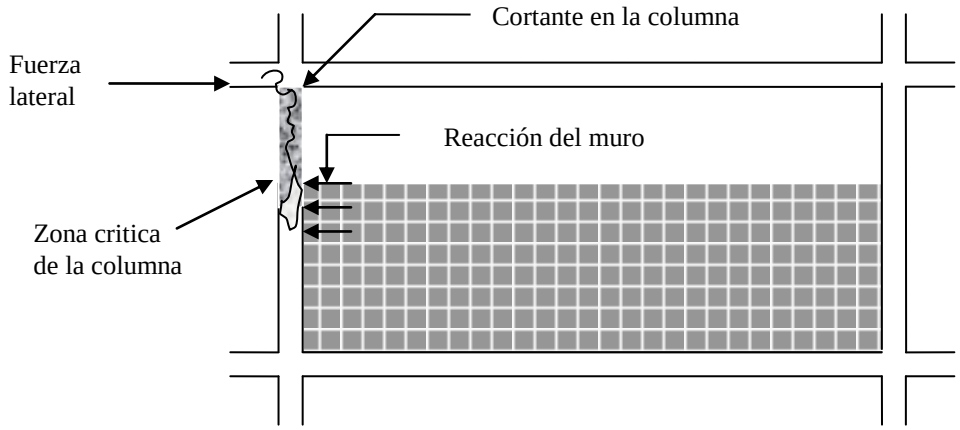


Fig.6.9 *Patologías peligrosas estructurales*

6.8 FISURAS POR LA ACCIÓN DE LAS CARGAS

Bajo la acción de las cargas exteriores, el hormigón queda sometido a una tensión compleja. Si se considera una pieza prismática cada uno de sus acciones esta sometida a un esfuerzo simple o a una solicitación compuesta por varios esfuerzos.

Los esfuerzos simples son de tracción, compresión, flexión, cortante y de torsión. Y cada uno de ellos entraña un tipo de *fisurasión* diferente.

6.8.1 Fisuras por tracción axial

Poco frecuente en piezas de hormigón armado, originan numerosas fisuras de trazado normal, a las barras principales, atravesando la acción de una parte a otra, ver Fig. 6.10, las *fisuras* se forman más o menos simultáneamente y suelen ubicarse en los lugares de emplazamiento de los estribos.

La resistencia del hormigón a tracción axial f_t', las cuales pueden obtenerse mediante ensayos, estos se realizan momo se ve donde.

$$f_t' = \frac{2P}{\pi DL} \qquad [6.26]$$

Donde:

P = Valor total de la carga de la línea de carga de rotura

D = Diámetro de la prueba de la muestra

L = Altura de la muestra

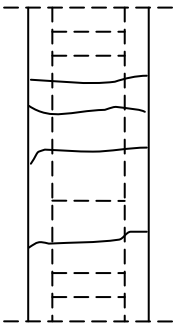


Fig. 6.10 *Fisuras de tracción en un soporte*

6.8.2 Fisuras por compresión axial

Provoca diferentes formas de *fisurasión* según la esbeltez del elemento y el grado de coacción trasversal que tenga en su extremo, ambos efectos se observan bien en los ensayos de laboratorio con probetas cilíndricas como se ve en la Fig. 6.11, las cuales pueden ser con o sin rozamiento.

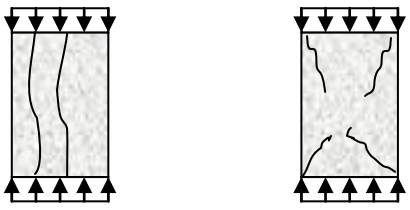


Fig. 6.11 *Líneas de rotura de probeta de compresión a) conformación de columnillas b) con rozamiento de cuartada de dilatación transversal*

Lo dicho si se refiere a piezas esbeltas con carga variada como se ve en las Fig. 6.12.

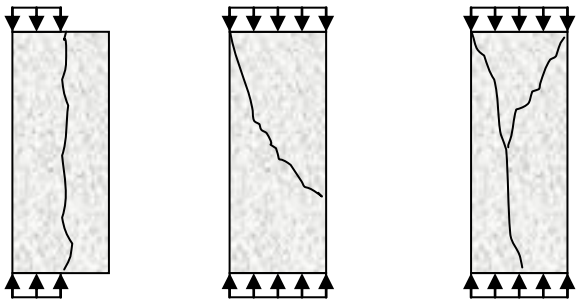


Fig. 6.12 *Líneas de rotura por compresión de piazas esbeltas*

La Fig. 6.12 muestra una *fisurasión* peligrosa en servicio; fisuras finas y juntas en la cara de un soporte muy esbelto a la mitad de su luz, que significan que esta cerca del pandeo del elemento.

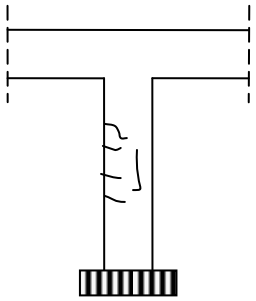


Fig. 6.13 *Figuración por inestabilidad en soportes muy esbeltos*

En general las fisuras verticales en soporte son signo de catástrofe inminente por aplastamiento del hormigón.

6.8.3 Grietas por flexión

Las fisuras por flexión se inicia en la armadura, progresa en vertical hacia la fibra neutra y se encurva al final, buceando el punto de aplicación de la carga y determinándose al alcanzar la cabeza de compresión. Estas fisuras avisan con mucho tiempo.

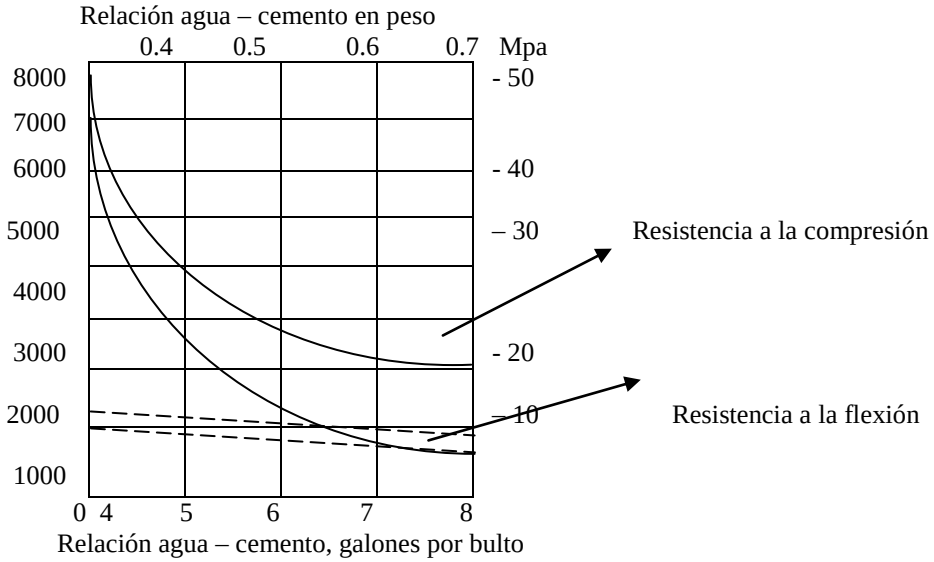


Fig. 6.14 *Efecto de la relación agua – cemento en la resistencia a la compresión y a la tensión por flexión a los 28 días*

En cualquier sección trasversal existen fuerzas internas que pueden descomponerse en fuerzas normales y tangenciales, tracción en un lado y compresión en el otro del eje neutro, su función es resistir el momento flector que actúa en la sección.

Los supuestos fundamentales relacionados con la flexión son los siguientes:

1. El esfuerzo de la flexión f en cualquier punto depende de la deformación unitaria en tensión y en compresión ver Fig 6.15a, si la deformación unitaria máxima en fibra exterior es menor que la deformación unitaria ε_p, entonces los esfuerzos y las deformaciones son proporcionales Fig6.15b.si la deformación máxima unitaria en la fibra exterior es mayor que ε_p lo anterior ya no es valido el resultado es el que se ve en la Fig 6.15c.
2. La distribución de los esfuerzos cortante v, en la altura de la sección depende de la forma de la sección trasversal y del diagrama ε y f unitario estos esfuerzos cortantes son máximos en el eje neutro o iguales a los esfuerzos cortantes en los planos H y V a través de cualquier punto son iguales.

3. Debido a la acción combinada de estos se presentan los esfuerzos inclinados de tensión y compresión en cualquier punto de la viga de los cuales el mayor forma 90° con el otro, la magnitud del máximo esfuerzo inclinado esta dado por:

$$t = \frac{f}{2} \pm \sqrt{\frac{f^2}{4} + v^2} \qquad [6.27]$$

Donde:

t = Esfuerzo de tensión diagonal
f = Magnitud del esfuerzo normal
v = Magnitud del esfuerzo cortante

El esfuerzo inclinado forma un Angulo α con la horizontal.

$$\alpha = \frac{v}{f} \qquad [6.28]$$

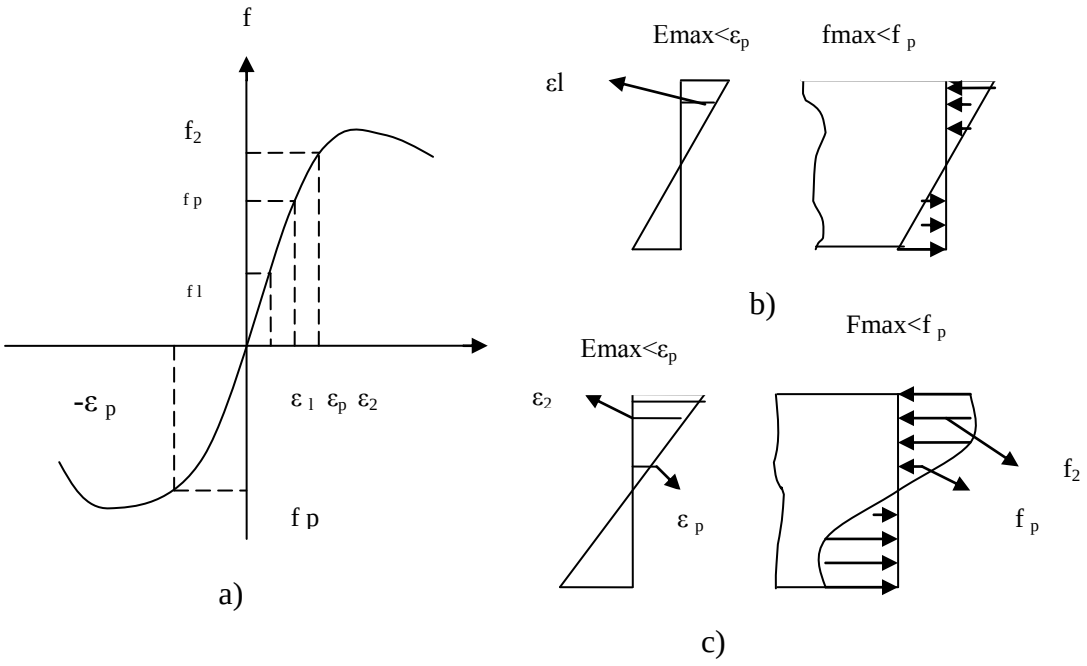


Fig. 6.15 *Distribución de esfuerzos elásticos e inelásticos*

4. Cuando los esfuerzos en las fibras exteriores son menores que el limite de proporcionalidad f_p, la viga se comporta elásticamente como se ve en la Fig 6.15b, el esfuerzo en cualquier punto de la sección transversal esta representado por la ecuación.

$$f = \frac{My}{I} \qquad [6.29]$$

Donde:

f =Esfuerzo de flexión a una distancia y medida desde el eje neutro

M =Momento flector exterior en la sección

I = Momento de inercia de la sección trasversal con respecto al aje neutro

El escuezo de flexión máximo ocurre en las fibras exteriores y es igual a:

$$f\max = \frac{Mc}{I} = \frac{M}{S} \qquad [6.30]$$

Donde:

c = Distancia desde el eje neutro hasta la fibra exterior

S = I/c Modulo de elasticidad de la sección trasversal

El esfuerzo cortante longitudinal igual a la trasversal v en cualquier punto de la sección transversal esta dado por:

$$v = \frac{VQ}{Ib} \qquad [6.31]$$

Donde:

V = Cortante total en la sección

Q = Momento elástico con respecto al eje neutro de aquella porción trasversal

b = Ancho de la viga en determinado punto

$$Q = \frac{ba^2}{8} \qquad I = \frac{ba^3}{12}$$

6.8.3.1 Comportamiento del hormigón armado

En consecuencia estas fallan en el lado sometido a tensión a cargas mucho mas antes de que se desarrolle la asistencia completa del concreto en el lado de la compresión, cuando la carga en dicha viga se incrementa de forma gradual de modo que producirá la falla ver Fig 6.16a, en esta etapa se desarrollaran las *grietas de tensión*. Estas se propagan con la rapidez arriba y muy cerca del nivel del plano neutro.

La distribución de deformaciones unitarias y esfuerzos en la *sección fisurada* o cerca de ella como se ve en la Fig 6.16b.

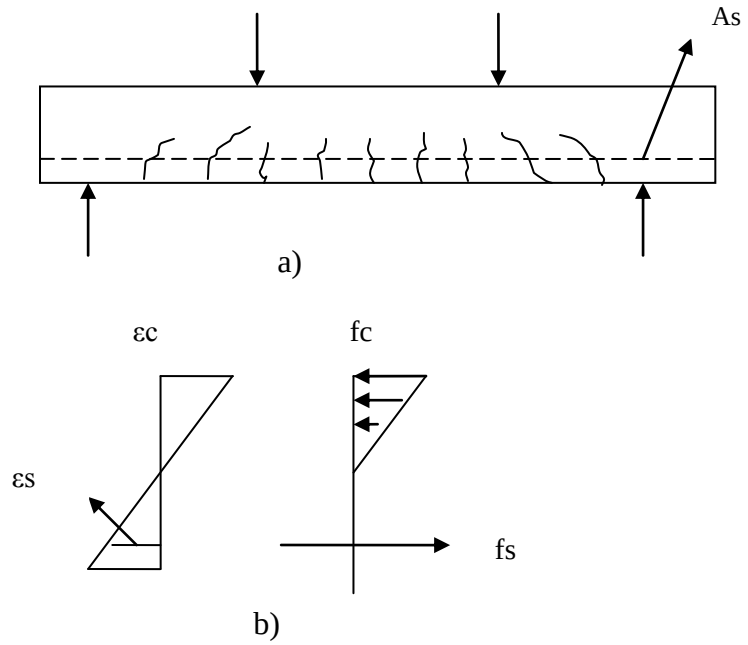


Fig. 6.16 *Comportamiento de concreto reforzado ante carga creciente*

6.8.3.2 Esfuerzos elásticos y sección fisurada o agrietada

Cuando el esfuerzo de tracción f_{ct}, exceda al modulo de rotura se forman *grietas* como aparece en la Fig 6.17.

Para calcular los esfuerzos si se desea hacerlo con las deformaciones unitarias puede usarse el artificio de la sección trasformada, solo es necesario tener encuenta el echo de que

todo el concreto sometido a esfuerzos de pensión se supone agrietado ver Fig 6.17a.La sección transformada consiste que el concreto sometido a compresión en un lado del eje y n veces el área del acero de tensión en el otro. Las fuerzas que actúan en la sección trasversal estas aparecen en la Fig 6.17b.

Para determinar ubicación el eje neutro el momento de área de tensión con respecto al eje, con el momento del área de compresión lo que da como resultado.

$$b\frac{(kd)^2}{2} - nAs(d - kd) = o \qquad [6.32]$$

Donde:

kd = La distancia hasta el eje neutro

d = Altura efectiva

f_c = Esfuerzo de concreto en la fibra exterior

f_s = Esfuerzo del acero

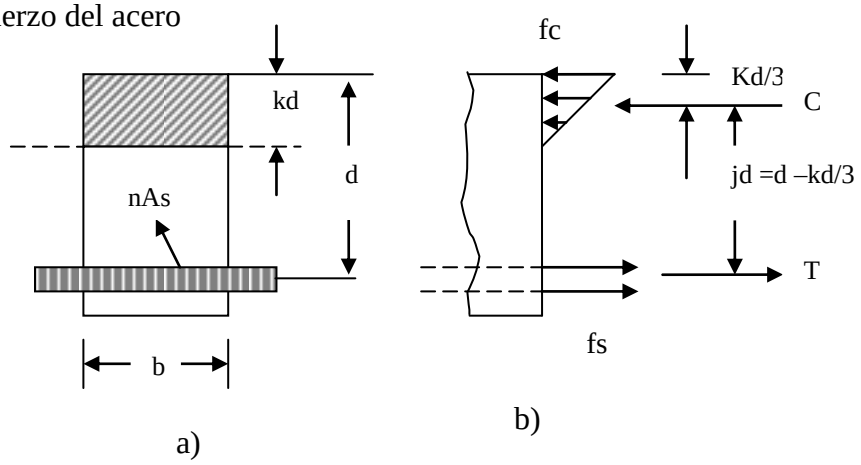


Fig. 6.17 *Sección trasformada y fisurada*

La fuerzas de compresión y tracción esta dado por:

$$C = \frac{fc}{2}bkd \qquad \text{y} \qquad T = Asfs \qquad [6.33]$$

Los momentos con respecto a C dan como resultado.

$$M = Tjd = Asfsjd \qquad [6.34]$$

Donde:

jd = Es el brazo de palanca interno entre C y T, luego el esfuerzo de acero es:

$$fs = \frac{M}{Asjd} \qquad [6.35]$$

6.8.4 Grietas por cortante por la acción de las cargas

6.8.4.1 Criterios para formación de grietas diagonales

Para una sección de gran esfuerzo cortante V y un pequeño momento flector M se presentara poco o nada de *agrietamiento*, en consecuencia el esfuerzo cortante promedio antes de figuración de grietas es:

$$v = \frac{V}{bd} \qquad [6.36]$$

Donde el esfuerzo cortante promedio v_{cr} es:

$$v_{cr} = \frac{V_{cr}}{bd} = 3.5\sqrt{f_c'} \qquad [6.37]$$

Donde:

v_{cr} = Esfuerzo cortante promedio

V_{cr} = Es la fuerza *cortante de agrietamiento* cuando se observa la formación de grietas

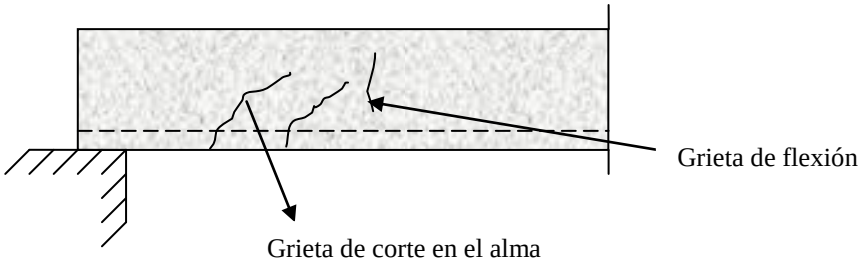


Fig. 6.18 *Agrietamiento de tensión diagonal de cortante y flexión*

Estas *grietas* gracias a los esfuerzos longitudinales se mantienen muchas beses pequeñas. No obstante cuando el esfuerzo de tensión diagonal en la parte superior de una o más de estas grietas exceda resistencia a la tensión del concreto.

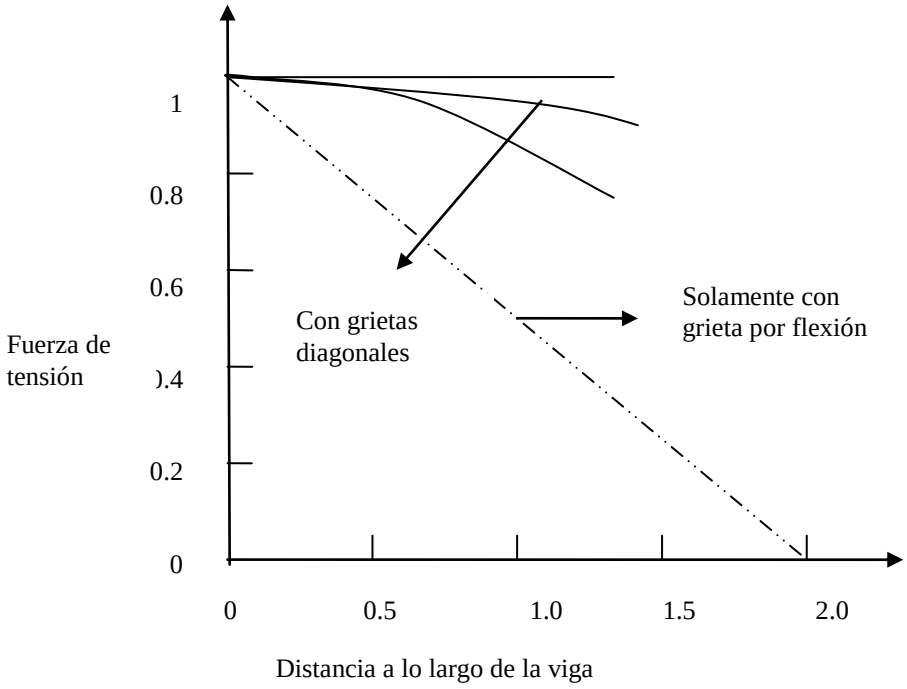


Fig. 6.19 *Formación de grietas*

El esfuerzo cortante nominal necesario para que se desarrollen *grietas diagonales de corte y flexión* se puede predecir conservadoramente apartir de:

$$v_{cr} = \frac{V_{cr}}{bd} = 1.9\sqrt{f_c'} + 2500\frac{\rho V d}{M} \leq 3.5\sqrt{f_c'} \qquad [6.38]$$

Donde:

f = Esfuerzo flector

v = Esfuerzo cortante

ρ =Cuantía del acero

2500 = Es una constante empírica lb./ pul^2

La Fig 6.20, Muestra una porción de una viga cargada arbitrariamente donde se ha formado una *grieta de tensión diagonal*, observe la parte a la izquierda de la grieta señalada con línea sólida en esta porción existe una fuerza externa que actúa asía arriba.

$$Vext = R_1 - P_1$$

Cuando se forma grieta no puede transformarse a través de ella ninguna fuerza de tensión en dirección perpendicular de la misma.

Siempre que la *grieta* se mantenga delgada esta aun puede transmitir fuerzas en su propio plano mediante el entrelazamiento de las superficies rugosas. De echo se han medido fuerzas de intersección considerables V_i con sus componentes V_{ix} y V_{iy}, ver Fig 6.20, las otras fuerzas verticales internas son aquellas existentes en la porción no fisurada V_{cz}

$$V\,\text{int} = V_{cz} + V_d + V_{iy} \qquad \text{y} \qquad V_{cz} = Vext - V_d - V_{iy} \qquad [6.39]$$

Donde:

V_d = Es la fuerza cortante que produce tensión vertical

V_{cz} = Es la fuerza en la porción no fisurada

Calculando momentos con respecto al punto a, en la intersección de V_{cz} y C el momento externo.

$M_{ext} = R_1X_a - P_1 (X_a - X_1)$

$M_{int.a} = T_{bz}\text{-}V_dp - V_im$

Donde:

p = Es la proyección horizontal de la grieta diagonal

m = Es el brazo de palanca del momento de la fuerza V_i con respecto a (a).

La designan T_b para destacar que esta fuerza en el acero que ejerce en el punto (b).

$$T_b = \frac{M_{ext,a-}V_d\,p + V_i m}{z} \qquad [6.40]$$

Con el aumento de ancho de las *grietas* se tiene lo siguiente.

$$T_b = \frac{M_{ext}}{z} \qquad [6.41]$$

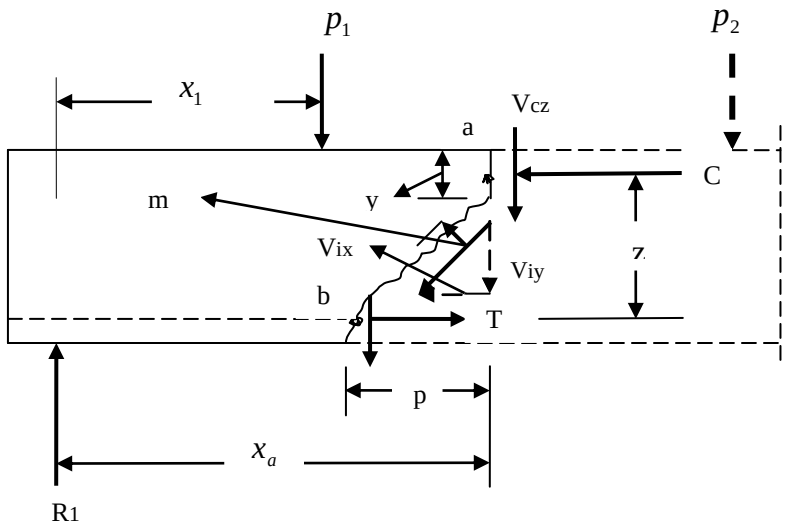


Fig. 6.20 *Fuerzas en una grieta diagonal en una viga si esfuerzo en el alma*

6.8.4.2 Elementos con refuerzo en el alma

El refuerzo en el alma no tiene un efecto permisible previo a la formación de grietas diagonales, de modo que el acero en el alma esta libre de refuerzo antes de formación de *grietas,* después de que se desarrollen las *grietas diagonales* el refuerzo en el alma aumenta la resistencia a cortante.

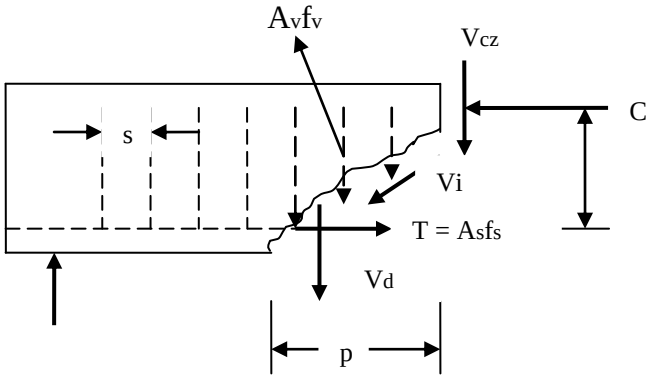


Fig. 6.21 *Fuerzas en una grieta con armadura vertical*

- Las barras que atraviesan la *grieta* particular resisten parte de la fuerza cortante

- La presencia de estas barras restringe el crecimiento de las *grietas* diagonales y reduce su penetración dentro de la zona de compresión.
- Los estribos también contrarrestan el asentamiento de las grietas, de modo que las dos caras de la grietas permanezcan en estrecho contacto, esto producirá una fuerza de interfase, Vi.

Ellas son las mismas que en la Fig 6.21 excepto que cada estribo que atraviesa la grieta ejerce una fuerza $A_v f_v$.

$$V_{ext} = V_{cz} + V_d + V_{iy} + V_s \qquad \text{(a)}$$

Donde:

$V_s = nA_v f_v$ =Es la fuerza vertical de los estribos

n = ps =Numero de estribos que atraviesan la grieta

s = Esparcimiento entre estribos

p = La proyección horizontal de la grieta

De modo que:

$$V_c = V_{cz} + V_d + V_{iy} \qquad \text{(b)}$$

Que implica que una grieta con una inclinación un poco menor a 45°, así en la falla cuando $V_{ext} = V_n$, donde n =d/s.

$$V_n = V_c + \frac{A_v f_y d}{s} \qquad \text{[6.42a]}$$

$$v_n = \frac{V_n}{bd} = v_c + \frac{A_v f_y}{bs} \qquad \text{[6.42b]}$$

6.8.5 grietas por torsión por la acción de las cargas

Actúan fuerzas de torsión que tienden a retorcer al elemento con respecto a su eje longitudinal; estas fuerzas de torsión rara vez actúan solas, casi siempre están acompañadas por momentos flectores, por cortantes transversales y algunas veces por fuerzas axiales.

La torsión es un efecto secundario, al considerar los efectos de torsión en las estructuras de concreto reforzado es importante diferenciar entre la torsión primaria y la torsión secundaria.

La torsión primaria llamada torsión de equilibrio, se presenta cuando la carga externa no tiene otra alternativa que ser resistida por torsión como se ve en la Fig 6.22a.se ilustra una losa en voladizo.

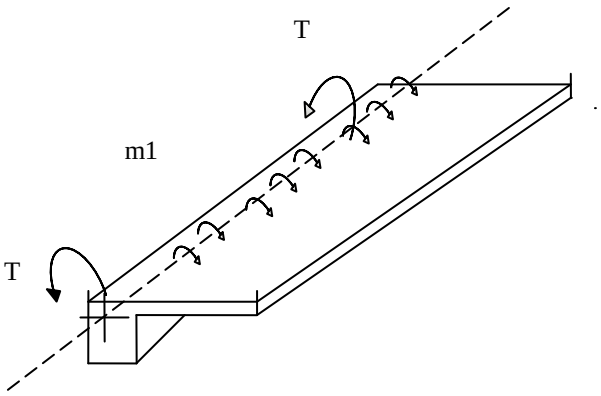


Fig. 6.22a *Torsión Primaria o de equilibrio en la losa de voladizo*

En cortante con la condision anterior se genera la torsión secundaria, se debe considerar para esto una continuidad en el diseño, si no se considera esto se presenta el *agrietamiento*.Esto se da en vigas de borde que sostiene una losa monolítica de concreto como aparece en la Fig 6.22b.

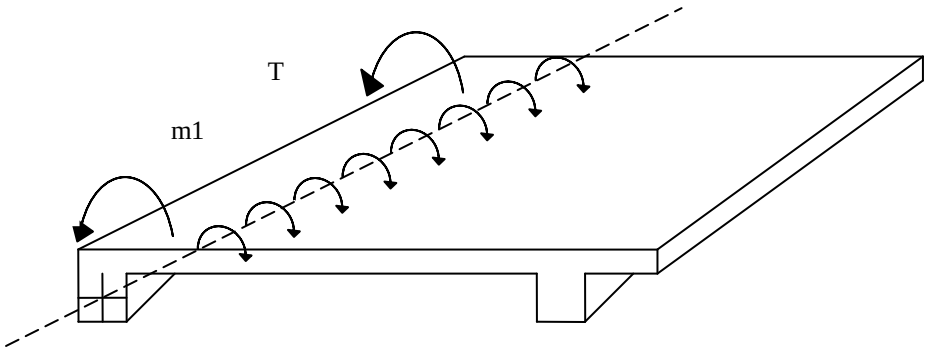


Fig. 6.22b *Torsión secundaria o de compatibilidad en una viga de borde*

6.8.5.1 Torsión en elementos de hormigón simple

En la Fig 6.23a se señala una porción de un elemento prismático sometida a momentos torsores T, iguales y opuestos en los extremos, si el material es elástico la teoría de torsión indica que los esfuerzos cortantes por torsión se distribuyen sobre la sección transversal como se muestra en la Fig. 6.23b, los mayores esfuerzos cortantes se presentan en la mitad de la caras mas anchas.

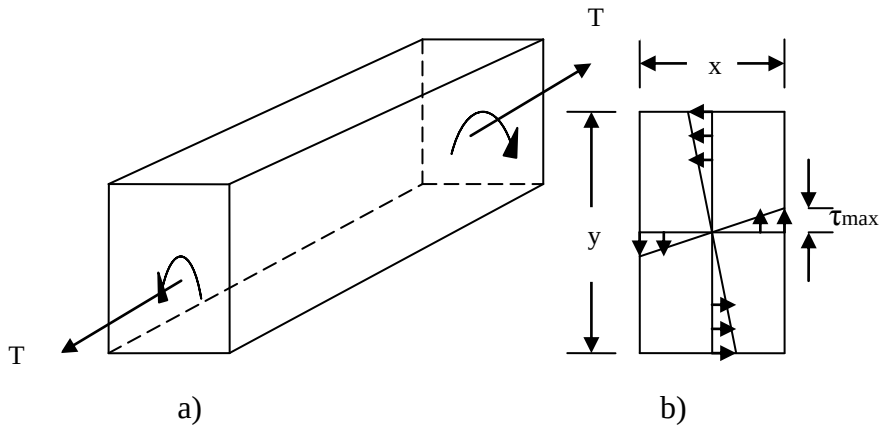


Fig. 6.23 *Esfuerzos causados por la torsión*

Cuando los esfuerzos de tensión diagonal exceden la resistencia a tensión del concreto, se forman *grietas* en algún sitio accidentalmente más débil y esta se propaga. El valor del momento torsor que corresponde a la formación de grieta diagonal se conoce como torque de *agrietamiento* T_{cr}, tenemos un tubo delgado bajo torsión.

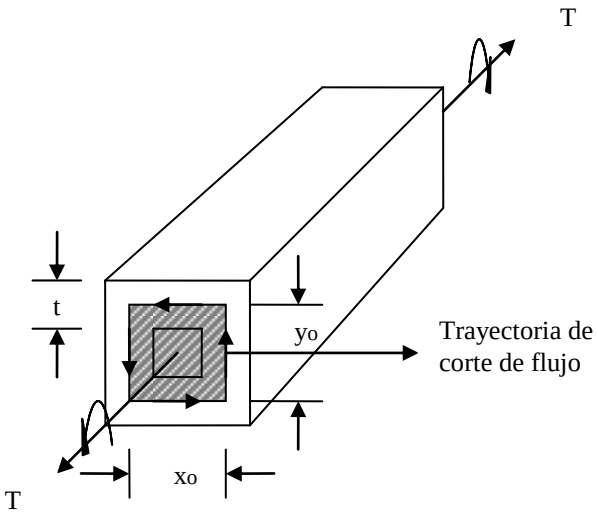


Fig. 6.24 *Tubo de pared delgado bajo torsión*

$$T = 2qx_o y_o / 2 + 2qy_o x_o / 2 \quad \text{(a)}$$

$$T = 2qx_o y_o \quad \text{(b)}$$

$$T = 2qA_o \quad \text{(c)}$$

$$q = \frac{T}{2A_o} \quad \text{(d)}$$

Donde:

q = Cortante alrededor del perímetro del tubo

y_o = Longitud a través de la pared vertical

x_o = Longitud a través de la pared horizontal

t = Espesor finito alrededor de la superficie del elemento

A_o = Área encerrada por la trayectoria de fuga de corte

Para un espesor de pared de tubo el esfuerzo cortante unitario que actúa dentro de la pared del tubo.

$$\tau = \frac{q}{t} = \frac{T}{2A_o t} \quad [6.43]$$

Donde:

σ = τ = Esfuerzo principal de tensión de manera que el concreto se *agrieta* solo cuando τ = σ = f_t' = Es la resistencia de la tensión del concreto.

p_{cp} =Es el perímetro de la sección transversal

$$T_{cr} = 4\sqrt{f_c'}(3A_o t) \qquad [6.44]$$

$$A_o = \frac{2}{3}A_{cp} \qquad \text{y} \qquad t = \frac{3}{4}\frac{A_{cp}}{P_{cp}}$$

$$T_{cr} = 4\sqrt{f_c'}\,\frac{A^2{}_{cp}}{P_{cp}} \qquad [6.45]$$

Donde:

A_{cp} = Ares encerrada por el perímetro externo de la sesión trasversal completa de concreto

P_{cp} = Perímetro de la sección trasversal

Se ha encontrado que la ecuación [6.45] permite estimar de manera razonable el momento torsor de *agrietamiento* para elementos de concreto reforzado independientemente de la forma de su sección transversal.

6.8.5.2 Torsión en elementos de hormigón armado

Para resistir la torsión para valores de τ superiores a T_{cr} el esfuerzo debe estar conformado por estribos poco espaciados o por barras longitudinales, las barras longitudinales pueden contribuir l la resistencia a torsión ver Fig. 6.25.

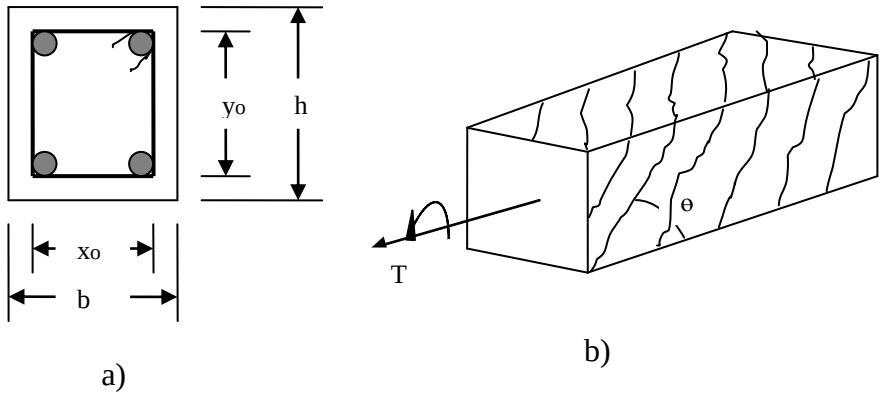


Fig. 6.25 *Grietas de torsiones vigas*

Tenemos que.

$$T_4 = \frac{V_4}{x_o} \qquad \text{(a)}$$

$$V_4 = A_t f_{yv} n \qquad \text{(b)}$$

Donde:

A_t = Área de una rama de estribo

F_{yv} = Resistencia de afluencia al refuerzo transversal

n = Numero de estribos interceptados en la grieta

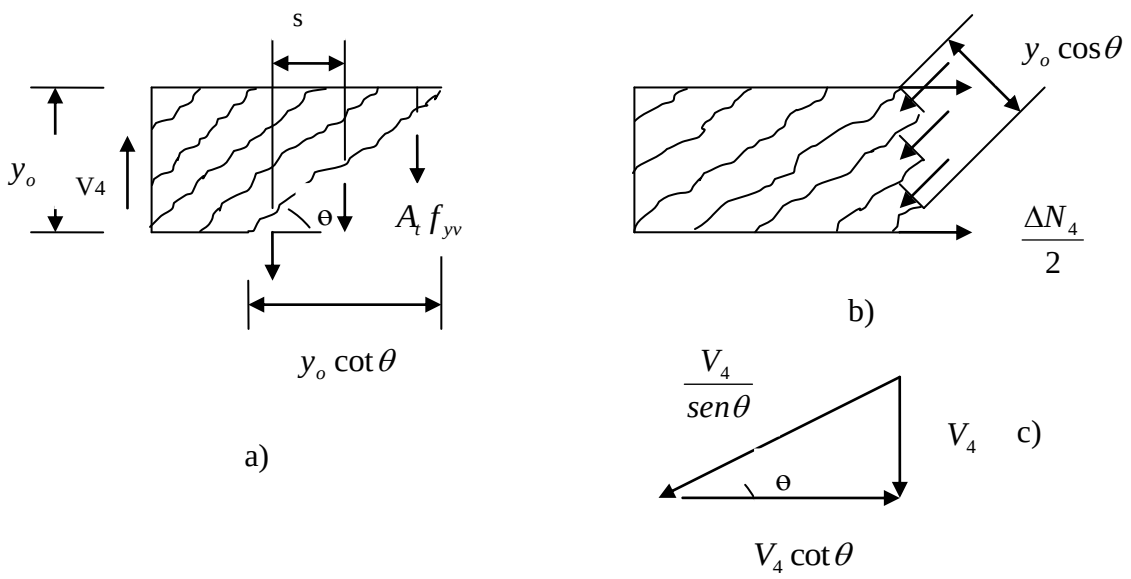


Fig. 6.26 *Donde a) Tensión vertical de estribos b) Compresión diagonal c) Diagrama de equilibrio al cortante*

De modo que.

$$V_4 = \frac{A_t f_{yv} y_o}{s} \cot\theta \qquad \text{(c)}$$

Combinando las ecuaciones a y b se tiene.

$$T_4 \frac{A_t f_{yv} y_o x_o}{s} \cot\theta \qquad \text{(d)}$$

$$T_n = \frac{2A_{oh} A_t f_{yv}}{s} \cot\theta \qquad [6.46]$$

$$\Delta N_4 = V_4 \cot\theta = \frac{A_t f_{yv} y_o}{s} \cot^2\theta$$

$$\Delta N = \frac{A_t f_{yv} P_h}{s} \cot^2\theta \qquad [6.47]$$

Donde:

ΔN =Fuerza de tensión axial

P_h =Perímetro de la línea central de los estribos serrados

$$A_l = \frac{A_t}{s} P_h \frac{f_{yv}}{f_{yl}} \cot^2 \theta \qquad [6.48]$$

6.8.6 Grietas por fallo de adherencia por la acción de cargas

Los fallos de adherencia y anclaje se manifiestan mediante fisuras, localizadas paralelas a las barras su diferencia con las fisuras de corrección radica en que estas últimas son continuas y aquellas son, es general mas concentradas y de trazos más cortos ver Fig 6.27, los fallos de anclaje son extraordinariamente peligrosos. La barra se desliza y pierde toda su eficacia, por lo que la rotura del elemento puede sobrevenir en cualquier momento.

Imag. 6.6 *Fallas por adherencia en el hormigón*

En los ensayos de laboratorio sobre viguetas prefabricadas de forjado se aprecia, que si bien la mayoría suelen romper por flexión o por cortante solos o combinados. Alguna de ellas fallan por anclaje (normalmente mas allá de su carga teórica de rotura). La lección que debe extraerse es que conviene ser generoso con las longitudes de anclaje de las barras en fase de proyecto ya que es ahí donde radica la seguridad del elemento. Además de rotura por fallo de anclaje tiene carácter súbito, sin aviso y de ahí su gran peligrosidad de fallo.

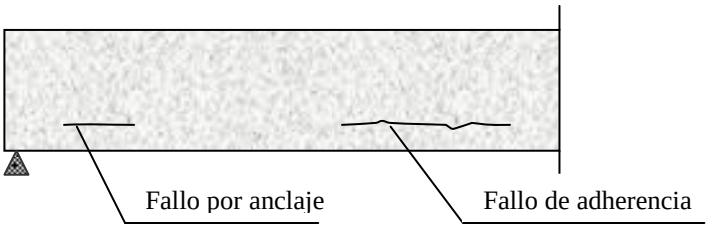


Fig. 6.27 *Fisuras por fallo s adherencia o anclaje*

Se utilizan barras de acero circulares para las construcciones de concreto reforzado, lo cual las barras se mantienen su longitud a medida de que la viga se deflecte, para que el concreto reforzado se comporte como se pretende es esencial de que se desarrollen fuerzas de adherencia en la interfase entre el concreto y el acero de manera que se evite un deslizamiento significativo en ella.

La Fig 6.28a, ilustra las fuerzas de adherencia que actúan en el interfase del concreto como resultado de la flexión mientras que la Fig6.28b, representa las fuerzas de adherencia en la interfase de que impide el deslizamiento.

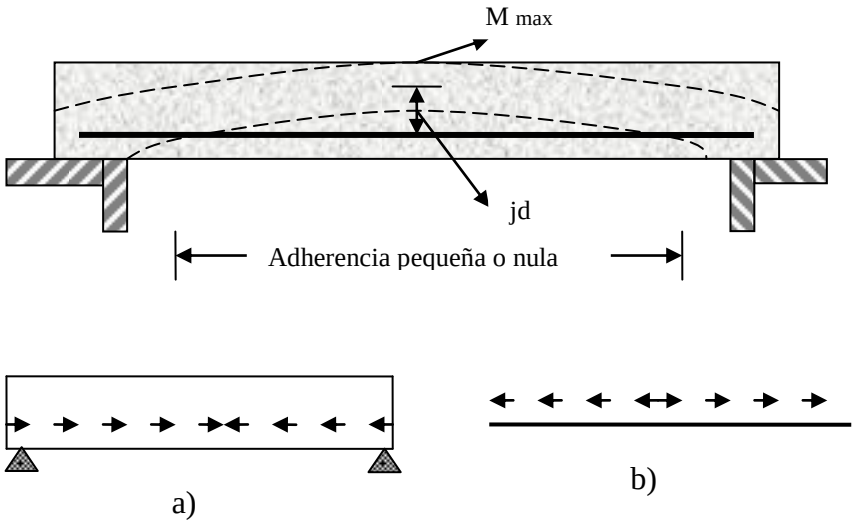


Fig. 6.28 *Esfuerzos de adherencia a) esfuerzo de adherencia que actúa sobre el concreto b) fuerzas de adherencia que actúan sobre el acero*

6.8.6.1 Esfuerzo de adherencia basado en el análisis simple de sección agrietada

Para el tramo corto de una viga con longitud dx tenemos:

$$dT = \frac{dM}{jd} \qquad [6.49]$$

Donde:

dM = Cambio en el momento flector

dT = Cambio en la fuerza de la barra

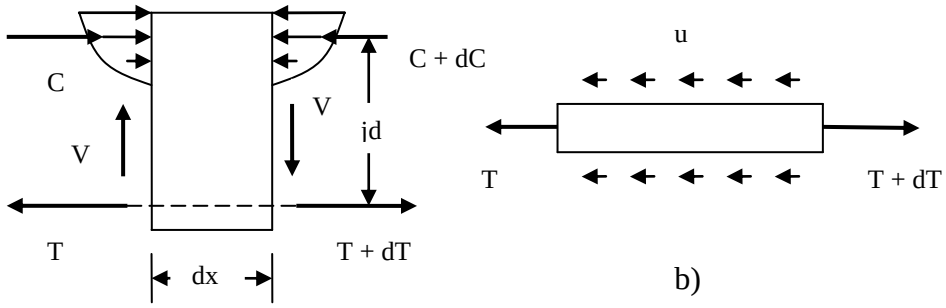


Fig. 6.29 *Fuerzas y esfuerzos que actúan en una longitud diferencial de viga a) diagrama de cuerpo libre del hormigón reforzado b) diagrama de cuerpo libre de acero*

$$u = \frac{dT}{\Sigma_o dx} \qquad [6.50]$$

$$u = \frac{dM}{\Sigma_o jddx}$$

$$u = \frac{V}{\Sigma_o jd} \qquad [6.51]$$

Donde:

Σ_o = Es la suma de los perímetros de todas las barras

jd = Es el brazo de palanca interno entre la resultante de fuerzas de tensión y Compresión

u = Es la magnitud del esfuerzo de adherencia promedio

La ecuación (6.51), es la ecuación de una sección elástica fisurada.

6.8.6.2 Distribución de los esfuerzos de adherencia

Se ven claramente en la Fig 6.30.

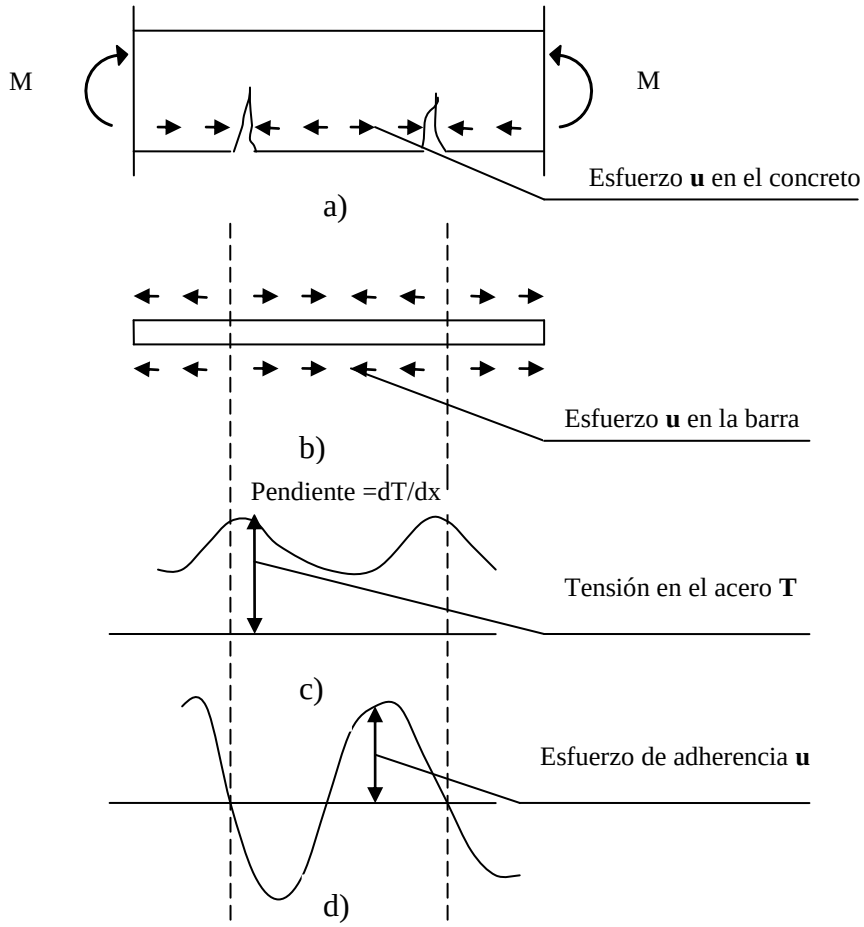


Fig. 6.30 *Variación reesfuerzos de adherencia en el concreto reforzado y el acero a) segmento de concreto reforzado b) esfuerzo de adherencia que actúa sobre las barras de refuerzo c) variación de la fuerza de tensión en el acero d) variación del esfuerzo de adherencia a lo largo del acero*

6.9 ACTUACIONES RECOMENDADAS PARA SOLUCIÓN Y REPARACIÓN

Conviene destacar que nunca debe repararse una fisura sin haber estudiado antes la causa y estar seguros de que tal causa no volverá actuar después, ya por desaparición del agente y por haberse adoptado las disposiciones convenientes.

En la investigación de causas convendrá tener presentes las ideas expuestas en el punto anterior puede servir de ayuda también la tabla 6.6, en la que se ha intentado,

relacionar en forma sistemática las causas mas frecuentes de desordenes patológicos en elementos de hormigón armado.

Defectos de proyecto	Errores de concepción. Errores en la evaluación de las cargas. Errores d calculo (numéricos olvido de la retracción, fluencia temperatura y otros). Errores en el diseño de detalles (recubrimientos, anclajes, empalmes, nudos y uniones, juntas de dilatación y otros). Errores de dibujo. Errores en el pliego de condiciones (materiales inadecuados y otros).
Defectos de los materiales	Cemento. Agua. Áridos. Aditivos. Adicione. Armaduras. Hormigones. Elementos de apoyo.
Defectos de ejecución	Encofrados (asentamientos o desplazamientos, juntas mal concebidas suciedad). Hormigonado (mala compactación, segregación, otros). Protección inicial (afogado, helada). Curado (escaso tiempo de curad, agua no idónea). Juntas (mala orientación, falla de adherencia). Otros detalles.
Causas posteriores a la ejecución	Retracción. Tensión de origen térmico (variaciones de temperatura atmosférica, variaciones de la temperatura interna). Absorción de agua por el hormigón, corrosión de las armaduras (debida a agentes químicos, debidos a efectos electrolíticos, corrección bajo tensión, otras causas). Reacciones químicas o alteraciones atmosféricas (helada, sales de deshielo, agresivos químicos). Erosión, abrasión, habitación, fuego, impactos, ondas de choque, acciones imprevisibles, tensiones originadas por las acciones (cargas o acciones directas deformaciones impuestas). Incompatibilidad de las deformaciones, asientos de los terrenos. Acciones de viento en las estructuras. Acciones de los sismos y otros, etc.

Tabla. 6.6 *Causas mas frecuentes de desordenes patológicos*

Conviene subrayar que una vez formada una fisura, esta actúa de junta en la pieza correspondiente y acusa abriéndose o serrándose, los movimientos de conjunto (especialmente los térmicos), de la estructura a que pertenece. Abra que distinguir por tanto lo que son movimientos globales de los propios de la fisura que son los que interesan.

CAPITULO VII

ANÁLISIS DE CAUSAS POR ACCIONES QUÍMICAS

7.1 INTRODUCCIÓN

En la práctica son producto de los ataques por ácidos, sulfatos, sales y por álcalis, que se estudia continuación en detalle:

7.1.1 Acción de los ácidos

Sobre el hormigón produce uno de sus compuestos clásicos (hidróxido clásico silicato, clásico hidratado y aluminato clásico hidratado), en sales clásicas del ácido actuante: el ácido clorhídrico origina cloro clásico; el nítrico, nitrato clásico sal muy soluble como la anterior; el sulfúrico; sulfato clásico, que precipita como yeso, etc.

Con asidos orgánicos sucede lo mismo. El resultado de estas transformaciones es una destrucción de la estructura del cemento endurecido, cualquiera que sea la compacidad de este en cambio, en el ataque por los sulfatos, la compacidad de la pasta de cemento tiene gran importancia al no destruirse en este caso todo el sistema poroso como sucede con los ácidos.

La velocidad de proceso de deterioro depende mas de la solubilidad de la sal clásica resultante de la agresividad del ácido actuante. Cuando menos soluble es la sal. Mayor es el efecto; y viceversa, si la sal es soluble, la velocidad de las reacciones corre pareja con la velocidad de disolución de la sal clásica, de ello se deduce la siguiente regla de validez general para todas las reacciones químicas; la velocidad de deterioro causada por el ataque de un agresivo químico es mucho mayor, como ejemplo puede recordase que. Es mucho mas peligroso emplear aguas nocivas para el curado del hormigón que se utiliza para su amasado

Las aguas puras que al igual que los ácidos. Disuelven los compuestos clásicos, por lo que causan el mismo efecto destructor sobre la pasta endurecido del cemento, por su parte la *lluvia ácida* no aporta suficiente cantidad de ácido al año para que su efecto sobre el hormigón resulte significativo.

7.1.2 Acción de ataque por sulfatos al hormigón

Se caracteriza por el Ion sulfato, como la sustancia agresiva, con el aluminato del cemento. Lo que origina la formación de sulfoaluminato tricalsico, con aumento notable de volumen, que puede originar la desintegración del hormigón, obsérvese que a diferencia de los asidos, que reaccionan con todos los componentes de cemento, los sulfatos solo atacan al componente alumina. Por ello y como se ha dicho anteriormente, en caso de los sulfatos la mayor o menor compacidad del hormigón forma un papel determinante en el proceso de deterioro como también la aparición del Ion de cloro aluminato.

7.1.3 Acción de ataque por álcalis al hormigón

Se parece al de los sulfatos, con la diferencia de que aquí, la sustancia que reacciona con el agente agresivo no es el cemento sino que son los áridos; el hidróxido clásico de los poros del hormigón contiene álcalis (Ion sodio y Ion potasio), en mayor o menor proporción y estos álcalis pueden atacar a la sílice contenida en los áridos.

7.1.4 Las sustancias que poseen carácter agresivo para el hormigón

Son de un modo genérico los siguientes:

- Gases que poseen olor amoniacal, o que por su carácter ácido, enrojecen el papel azul de tornasol. En general, el ataque solo es importante cundo se trata de gases de concentración alta y en ambiente húmedo. Solo el anhídrido carbónico que es agresivo en ambiente seco.

- Agua agresiva de subsuelo o de otros orígenes, tales como las aguas ácidas de Ph inferior a 5, las aguas puras, las aguas sulfatadas, las aguas contaminadas que contienen mas de 30 g/l de sales disueltas de agua de ciertas canteras, la agresividad es mucho mas fuerte cuando se trata se aguas en movimiento.

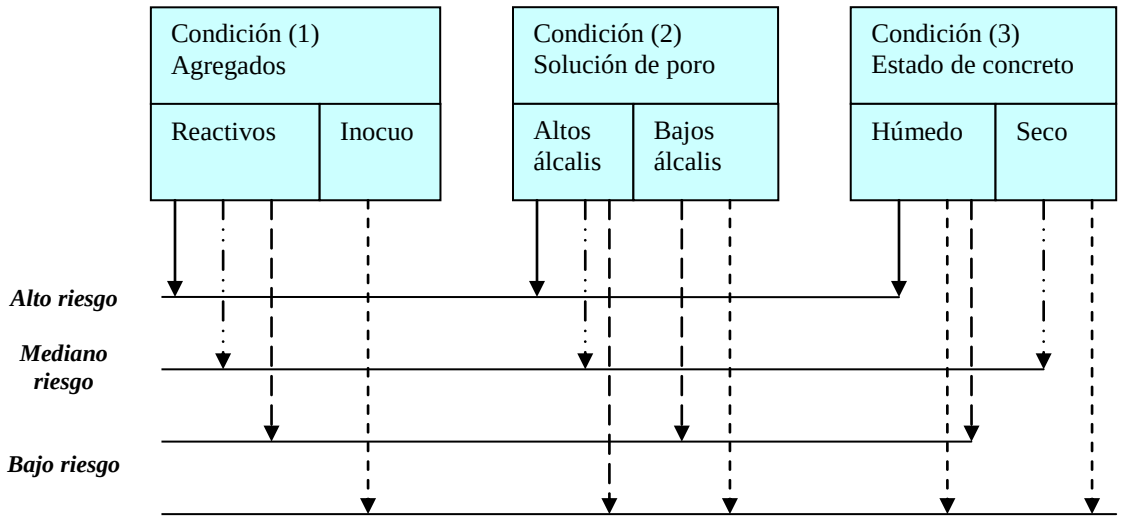


Fig. 7.1 *Niveles de riesgo de que se produzca una reacción álcali – agregado, en el concreto, de acuerdo con diferentes combinaciones.*

7.2 CARACTERÍSTICAS DE LLUVIAS ÁCIDAS SOBRE EL HORMIGÓN

En teoría el agua de las precipitaciones pluviales debería estar prácticamente libre de las impurezas, sienbargo frecuentemente no es así porque al atravesar el ambiente atmosférico se contamina con las sustancias ajenas a la composición natural del aire que este puede contener, con la cual antes de tomar contacto con la superficie terrestre, el agua de lluvia ya exhibe una cierta contaminación, tal contaminación depende, en calidad y en cantidad, de las clases de sustancias que vician el aire atmosférico del lugar y de la proporción que se encuentran de esta manera el grado ofensivo que el agua de lluvia puede exhibir como medio de contacto con el concreto resulta muy variable.

En términos generales puede considerarse que el agua de lluvia de las zonas rurales y urbanas poco pobladas, es prácticamente inofensiva para las estructuras de concreto, así estas presentan un buen drenaje que evite su acumulación, en cuanto al agua de lluvia que

se precipita en zonas densamente pobladas o industriales, la situación es diferente por la contaminación atmosférica, independientemente de la diversidad de las sustancias químicas que puede existir en el aire atmosférico en las zonas industriales hay una condición que ocurre con cierta frecuencia en los grandes centros de población, y se refiere a la presencia del anhídrido sulfúrico o gas sulfuroso (SO_2) proveniente de los escapes de los motores de combustión interna de los vehículos y de otros procesos de combustión.

Este gas en contacto con el agua de lluvia genera una reacción que conduce a la forma de llamado asido sulfúrico:

$$SO_2 + H_2O \rightarrow SO_3H_2$$

De esta manera, en presencia de alta concentración de SO_2 en el ambiente atmosférico, el agua de lluvia adquiere carácter ácido (*lluvia ácida*) con un PH que en casos extremos puede ser tan bajo como 3.0, con lo cual se convierte en un medio de contacto agresivo para las estructuras de concreto, porque contribuye el riesgo de corrección de acero de refuerzo. La cual a la larga constituye un factor significativo para anticipar el envejecimiento por intemperisacion de las estructuras de concreto que prestan servicios a grandes ciudades.

7.2.1 Periodos de lluvias ácidas contra el hormigón

Los periodos sin lluvia o con lluvia que durante una o mas semanas, se frecuentan en las zonas que se caracterizan por su clima húmedo, el seguimiento para el estudio, es durante mucho tiempo. Se hace un hincapié en el hecho de que la altura de lluvia nos indica de modo exacto las necesidades. Una lluvia torrencial de 25 mm o más, tiene un gran porcentaje de perdida por escurrimiento, mientras que una lluvia suave y continua de 6 mm aun menos peligrosa.

7.2.2 Precipitaciones pluviales y su efecto contra el hormigón

Las precipitaciones más intensas se producen en los meses fríos, durante la parada invernal, y las menos intensas durante los meses libres de heladas.

7.2.2.1 Clima húmedo

Los periodos de lluvia que duran una o más semanas son frecuentes las cuales se caracterizan por un clima húmedo.

7.2.3 MUESTREO DEL AGUA CONTAMINADA

Si vamos a muestrear agua de un afluente contenido sea para una mejor aplicación del presente sistema de análisis cualitativo se presenta una Tabla 7.1, para los diversos iones disueltos en medio acuoso.

Ion metálico	Agua residual	Cambio de color
Plata		Amarillo Celeste
Aluminio	Sin cloruro Clorurado	Turquesa Anaranjado
Arsénico	Sin cloruro Clorurado	Marrón pálido Rojo pálido
Bario	Sin cloruro Clorurado	Precipitado blanco Verdoso pálido
Bismuto	Sin cloruro Clorurado	Pardo Rojo a pardo
Calcio	Sin cloruro Clorurado	Turquesa pálido Amarillo claro
Cobalto	Sin cloruro Clorurado	Verde petróleo Crema claro
Cromo	Sin cloruro Clorurado	Amarillo claro Precipitado
Cobre	Sin cloruro Clorurado	Naranja pálido Azul débil
Hierro	Sin cloruro Clorurado	Verde claro Anaranjado claro
Plomo	Sin cloruro Clorurado	Blanco Café
Estaño	Sin cloruro Clorurado	Rojo sangre Verde pálido
Magnesio	Sin cloruro Clorurado	Amarillo Amarillo
Manganeso	Sin cloruro Clorurado	Amarillo Amarillo claro
Níquel	Sin cloruro Clorurado	Celeste Amarillo claro
Cinc	Sin cloruro Clorurado	Blanco Amarillo
Estroncio	Sin cloruro Clorurado	Blanco Verde amarillo

Tabla.7.1 *Ensayo sobre iones metálico presente en aguas residuales*

7.2.3.1 Determinaciones del agua residual

En el medio donde se desea instalar el proceso de tratamiento se debe determinar:

- *Resistividad o conductividad*
- *pH*
- *Gases disueltos*
- *Sólidos totales en suspensión*
- *Velocidad del medio*

Contenido y tipo de sales

- *Dureza y alcalinidad*

Temperatura promedio

- *Presencia de microorganismos bacterias*

Sustancias	Admisible	Efecto
Temperatura(°C)	40	
pH	4.5 a 10	Peligroso
CL-	5000 ppm	Sabor desagradable
Cd	1 ppm	Toxico
Cu	5 ppm	Elimina la flora del medio acuoso
Fe	10 ppm	Cambia el color y sabor del agua
Ca	700 ppm	Aumenta la dureza

Tabla. 7.2 *Parámetros máximos permisibles para carga de aguas residuales*

7.2.4 Fisuras de afogado

Surgen estas fisuras a causa de la desecación superficial del hormigón cuando el cemento aun no ha endurecido, es decir en las primeras horas, al existir una perdida de agua por evaporación el efecto de construcción es muy marcado y aparece la fisura. El fenómeno

se produce cuando existe soleamiento directo y sobre todo por acción del aire seco sobre superficie del hormigón, no protegidas.

Las fisuras de afogado se presentan casi siempre en superficies horizontales. A mayor superficie de exposición y a menor espesor del elemento, corresponde mayor probabilidad de que ocurra el fenómeno. Si el elemento es de espesor variable las fisuras se localizan en las zonas más delgadas. Sienbargo en elementos de sección constante entonces las fisuras se dan sin dirección.

7.2.4.1 Fisuras en el elemento de sección variable

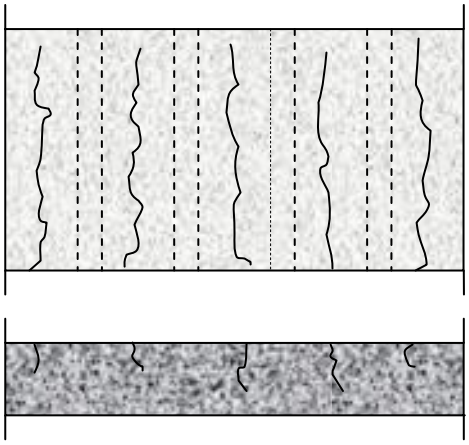


Fig. 7.2 *Fisuras de afogado en una sección variable de un forjado*

7.2.4.2 Fisuras en el elemento de sección constante

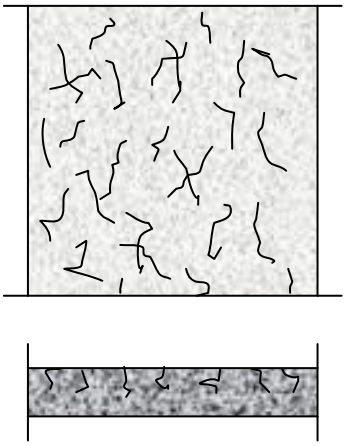


Fig. 7.3 *Fisuras de afogado en una sección continua de un forjado*

Este tipo de fisuras generalmente se cortan en un Angulo aproximadamente recta, ello debidas a que antes de aparecer una fisura la superficie del hormigón se encuentra sometidas a equitracciones. Con elementos de gran espesor, las fisuras pueden aparecer en varias familias siguiendo direcciones que han sido preferentes al extender la masa del hormigón fresco, un caso típico de estés se presenta en losas se pavimentos de hormigón las cuales si no son protegidas inmediatamente del sol fuerte y sobre todo del aire seco, muestran fisuras de ahogado paralelas al eje de la carretera es decir en la dirección del hormigonado.

7.2.4.3 Fisuras y nido de fisuras

Se presentan además de una de las familias mencionadas, otro fenómeno típico llamado nido de fisuras aparece en aquellas zonas en donde por cualquier causa se ha producido una concentración de pasta rica en cemento y sin árido grueso lo cual reseca antes y retrae mas que el resto del hormigón.

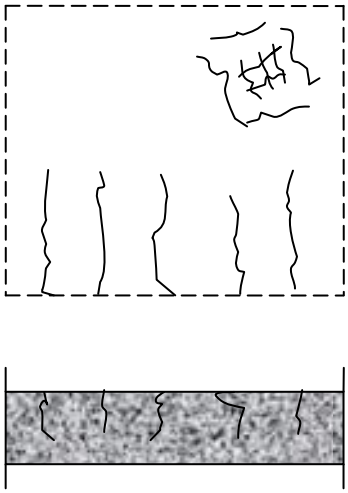


Fig. 7.4 *Nudo de fisuras*

Las fisuras de afogado (que en general no representan ningún peligro ni merman la capacidad resistente del elemento en cuestión), no tienen el aspecto de una rotura limpia como responde a las que se forman después que el hormigón ha endurecido estas ultimas presentan bordes agudos y bien definidos atravesando frecuentemente granos de áridos mientras que las de afogado formadas cuando el hormigón es aun plástico y no se ha

desarrollado totalmente la adherencia árido – pasta, nunca atraviesan las piedras sino que las rodean. La exudación es mayor que la vaporación hay una película superficial de agua, si la evaporación excede a la exudación, la película desaparece y la superficie del hormigón se ve sometida a tracciones.

Las fisuras de afogado vienen favorecidas, con igualdad de restantes variables por el empleo de grandes volúmenes de dosis de cemento; de elevadas relaciones agua/ cemento.

Como resumen anotamos las siguientes características, como norma general. Poseen las fisuras de afogado:

- Aparecen en las primeras horas (1-2-4-10 horas). Casi siempre en grupo.
- Tienen una profundidad en orden de (20 a 40 mm). Pudiendo alcanzar los 100 mm e incluso atravesar todo el espesor en losas delgadas.
- Aparecen casi siempre en tiempo seco, con sol directo y/o con viento incluso débil, pero pueden aparecer también en tiempo frió y húmedo.

7.2.4.4 Solución de las fisuras de afogado

Las fisuras de afogado se pueden evitarse extrayendo las medidas de protección de la masa fresca de hormigón y efectuando un buen curado del mismo.

7.2.5 Otras fisuras en estado plástico

Además de las de afogado. Pueden surgir otras fisuras antes de que el hormigón haya endurecido. Como consecuencia de asientos. Sedimentos de encofrado (Fig.7.5), movimiento de las armaduras, deslizamiento del hormigón en pendientes. etc.

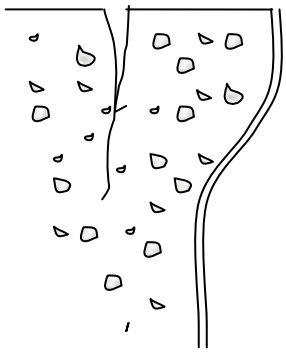


Fig. 7.5 *fisura por ceñimiento de encofrado*

Un caso típico es el de hormigonado conjunto en encofrados de diferente profundidad, en estos casos es conveniente disponer juntas horizontales, por lo que se le recomienda a que se debe esperar que el hormigón experimente su primer asiento, de no hacerse, la diferencia de asientos que experimenta la masa fresca ocasiona la nueva rigidez del soporte, provocara la aparición de una fisura a 45° en las esquinas. Conviene igualmente colocar armadura de esquina para coser por anticipado fisuras y dificultar su formación.

Otro tipo de fisuras en estado plástico son las que se forman junto a las barras superiores, en la cara superior de las zapatas y losas. Cuyo trazado en planta sigue la línea de las armaduras. Las barras son elementos rígidos que no permiten que asiente la parte del hormigón fresco que queda encima de ellos lo cual induce unas tensiones σ de tracción en la zona de recubrimiento (Fig. 7.6), el valor de σ depende de tres variables. La consistencia del hormigón, el diámetro de la barra y el valor del recubrimiento libre. siendo esta ultima variable mas influyente.

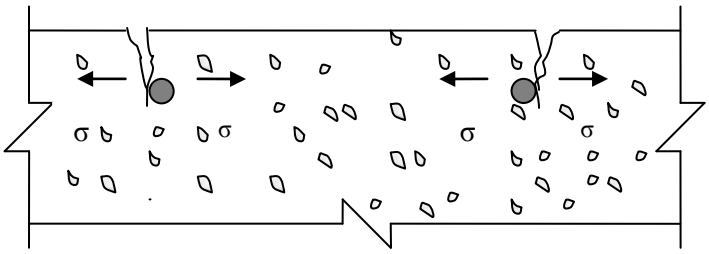


Fig. 7.6 *Fisuras junto a las barras superiores*

$$\sigma = \frac{k}{c^2} \qquad [7.1]$$

Donde:

σ = Tensión de tracción

c = Recubrimiento libre

7.2.6 Fisuras por corrosión de las armaduras

Las armaduras están protegidas del exterior por el hormigón que las rodea. El oxigeno del aire, el anhídrido carbónico y el agua, por no citar mas que tres agentes comunes atacan al hierro y lo oxidan a una velocidad tanto mayor cuanto mas asido es el medio, si el hormigón es poroso, su cal se carbonata fácilmente por el CO_2, del aire, con lo que el *PH del hormigón cuyo valor normal es del orden de 12 a 13 puede bajar hasta 8* colocando el carero en precarias condiciones de defensa.

Imag. 7.1 *Imagen de la corrección típica de una armadura en el hormigón*

7.2.6.1 Por corrosión

Al tener un recubrimiento más pequeño la armadura inferior de las vigas y, aumentar la porosidad del hormigón, penetra más fácilmente la humedad y la corroe.

Pueden no dar señales de fisurasión ni manchas de óxido, porque cuando la corrosión es a lo largo de las barras se pierde el tensado antes que el hormigón rompa por el hinchamiento de la armadura.

La peor calidad del hormigón produce una pérdida de la capacidad de anclaje de los alambres, con la consiguiente reducción de la tensión inicial, lo que obliga a deformación incompatible con el hormigón al quedar cómo viga armada.

Cuando se inicia la corrosión de la armadura si se encuentra tensionada (cómo sucede en los elementos pretensados), aumenta la velocidad de corrosión, especialmente si existe carbonatación del cemento.

El problema anterior se acentúa porque el pretensado experimenta con el tiempo una pérdida de un 20 a un 35% de su tensión inicial, que afecta a la fisurasión y al peligro de corrosión

Como resumen se puede decir que la corrosión de la armadura en los hormigones confeccionados con cemento.

a)	Mayor fisurasión por retracción hidráulica.
b)	Menor protección del cemento.
c)	Aumento de la porosidad y fisurasión por disminución de resistencia del hormigón cuando se produce la conversión.
d)	Aumento de la corrosión si se produce la carbonatación.
e)	Mayor espesor de recubrimiento al tratarse de elementos prefabricados pretensados.

Tabla 7.3 *Fisuras por retracción*

7.2.6.2 Cortante

Se origina la rotura cerca de los apoyos, al disminuir de resistencia del hormigón. El problema de estos forjados se agrava aún más porque suelen estar calculados con cargas inferiores a las actualmente consideradas.

7.2.6.3 Flexión

La rotura por flexión sucede cuando la armadura disminuye, la resistencia del hormigón necesita mayor sección. También sucede en caso de una corrosión parcial de las barras al quedar reducida su sección.

7.2.6.4 Compresión

El fallo puede producirse por aplastamiento del hormigón en las zonas comprimidas, por la pérdida de resistencia del hormigón debido a la conversión.

Por tratarse de un daño grave y generalizado, lo mejor sería en estos casos sustituir el forjado, pero ello no siempre es posible. Cómo no es fácil encontrar una solución a gusto de todos, hay quien opta por colocar elementos paralelos reforzando las viguetas o sustituyéndolas en su cometido.

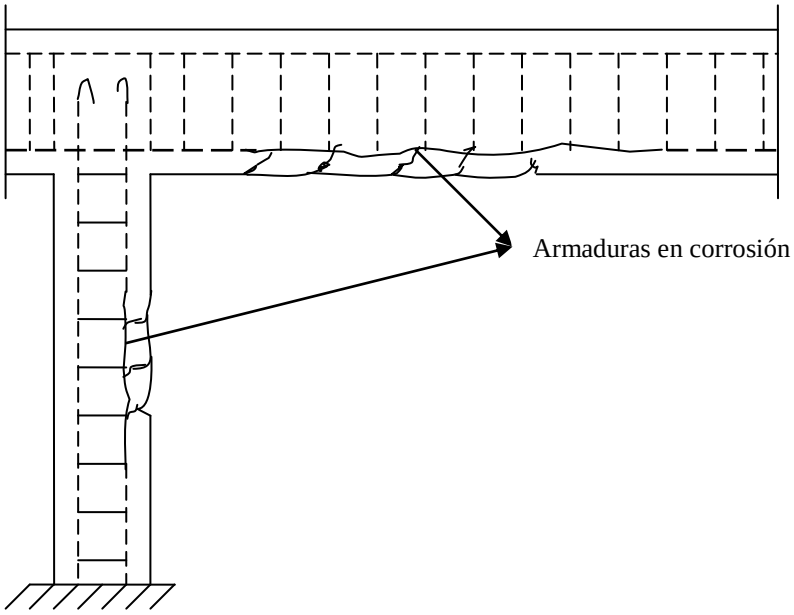


Fig. 7.7 *Fisuras por corrosión de armaduras*

El volumen del oxido al formarse es casi siete beses, mayor que el del metal que lo origina, lo que provoca fisuras y mas tarde el desprendimiento del hormigón.

7.2.7 Fisuras por expansiones en el hormigón

Cualquier fenómeno de carácter expansivo que tenga lugar en el interior del hormigón dará origen a *fisuras*. Si la expansión es de carácter lineal, las fisuras aparecerán con trayectorias rectilíneas, si se trata de una expansión volumétrica sin que existan direcciones preferentes.El aspecto de la fisura será como indicado en la Fig. 7.8, *con fisuras*

en piel de cocodrilo, cortándose más o menos a 90°, ya que juegan razones análogas pero aquí de carácter tridimensional.

El origen de las expansiones puede ser muy variado: cemento expansivo (por exceso de cal libre o de magnesia libre), ataque al hormigón de aguas con sulfatos (yeso magnesia), áridos que contengan sulfuros oxidables (marcasitas), reacción álcali árido, etc.

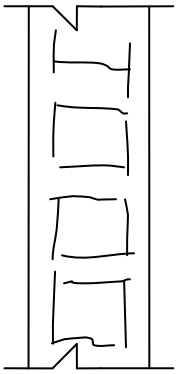


Fig. 7.8 *Fisuras por expansión interna del hormigón*

CAPITULO VIII

ELABORACIÓN DE INFORME FINAL DE EVALUACIÓN (CORRECCIÓN O DEMOLICIÓN)

8.1 DOCUMENTACIÓN ENTREGADA

Entre la documentación entregada se incluyo un documento introductoria a la temática que contiene aspectos muy interesantes relacionados con problemas estructurales.

8.2 INTERVENCIÓN

La investigación (*rehabilitación, reparación o refuerzo*) *es la fase última de cualquier proceso patológico* y, por consiguiente, esta dada al *diagnóstico* y a la *evaluación*, es decir, a la fase de análisis, que es muy importante y que hay que desarrollar sin premura de tiempo, pues hay que "*Analizar lo máximo para intervenir lo mínimo"*.

En el primer caso, realiza el estudio de la estructura dañada que admite intervención con gran probabilidad de éxito. En el segundo, se convierte en forense y estudia la estructura colapsada por sismo, por sobrecargas, por corrosión, por fuego, por una acción terrorista, etc.

La base en que se fundamenta el diagnóstico es "*Saber para cura.*

Quizás uno de los síntomas más elocuentes en cualquier estructura dañada o con lesiones sean las fisuras. Dependiendo de su localización, forma, trayectoria, evolución en el tiempo, que sean "muertas" o "vivas", es decir, estabilizadas o no.

Las fisuras pueden tener su origen en:

Acciones de tipo físico

(Contracciones y dilataciones térmicas, heladas, calor fuego, cristalización interna de sales, etc.).

Acciones de tipo mecánico

(Tracción, cortante, torsión, flexión, compresión).

Acciónes de tipo químico

(Ataque por ácidos, reacción árido-álcali, ataque por sulfatos, etc.).

Generalmente las fisuras se encuentran catalogadas y con la ayuda del catálogo se puede tener una idea bastante acertada de su posible origen (Tabla 8.1).

TIPO DE FISURAS	DESIGNACIÓN	FORMA	POSICIÓN	CAUSA PRINCIPAL	CAUSA SECUNDARIA	TIEMPO DE APARICIÓN
Asentamiento plástico	A	Sobre barras	Grandes Secciones	Exceso de exudación	Condiciones de secado rápido	10 minutos a 3 horas
	B	Arqueada	Parte superior de columnas			
	C	Cambia con profundidad	Pavimentos por encofrados			
Retracción térmica	D	Diagonal	Pavimentos y losas	Secado rápido	Baja exudación	
	E	Distribución arbitraria	Losas de hormigón			
	F	Sobre armaduras	Losas muy armadas	Secado rápido a corta edad		
Contracción térmica temprana	G	Restricción externa	Muros gruesos	Exceso de calor de hidratación		1 día a 2 o 3 semanas
	H	Restricción Interna	Losas gruesas	Exceso de gradiente térmico		
Retracción de secado a largo plazo	I		Losas delgadas y paredes	Juntas ineficaces	Exceso de retracción por curado ineficaz	Varias semanas
Afogarado	J	Superficie frente a encofrado	Compactación deficiente	Encofrados impermeables	Mezclas ricas. Curado escaso	1 a 7 días(a veces mucho después)
Corrosión de armaduras	L	Natural	Vigas y pilares	Recubrimiento deficiente	Pobre calidad del hormigón	Más de 2 años
	M	Cloruro cálcico	Prefabricados	Exceso de cloruro cálcico		
Reacción árido/álcali	N		(Presas)	Áridos con cemento ricos en álcalis		Más de 5 años

Tabla 8. 1 *Catalogo de fisuras*

Otros síntomas muy frecuentes en zonas con atmósferas industriales son los desprendimientos de esquinas e incluso recubrimiento de las armaduras como consecuencia del ambiente corrosivo, puede haber existencia de aniones, tales como cloruros, y la

aportación de agua y oxígeno, que van a facilitar la aparición de corrientes de intensidad adecuada para que se establezca una pila galvánica entre la armadura y su entorno.

Los desplomes y cambios de ángulos así como las flechas excesivas en pisos en general, , pueden ser fuentes de análisis para establecer un diagnóstico.

El establecimiento de un diagnóstico debe ajustarse a un Plan de Trabajo previamente definido en el cual se incluye:

- Un muestreo con indicación de los elementos de la estructura a inspeccionar, su situación y número de ensayos a realizar en ellos.
- Enumeración del tipo de ensayos a efectuar en cada elemento y elaboración de las fichas individuales correspondientes.
- Elaboración de croquis y planos de cada elemento inspeccionado, con detalle de los ensayos realizados y los resultados obtenidos. En este sentido la fotografía se presenta como un medio auxiliar muy valido.
- Medios auxiliares requeridos.

8.3 EVALUACIÓN.

Hay lesiones que no afectan a la integridad mecánica de la estructura y cuya reparación puede realizarse sin entrar en un análisis estructural. Estos casos suelen producirse con algún tipo de fisuras estabilizadas provocadas por retracción al secado.

*La determinación de la resistencia de la estructura puede llevarse a efecto mediante: métodos empíricos, métodos analíticos o mediante pruebas de carga***.**

- **Los métodos empíricos:** Están basados en observaciones directas. El nivel de información obtenido, en muchos casos, suele ser suficiente.
- **Los métodos analíticos:** Se fundamentan en el recálculo de la estructura y más frecuentemente de elementos de la misma, a fin de conocer la probabilidad de que se produzca un fallo en estados límites últimos o de

servicio. Son mucho más precisos que los empíricos pero a veces tan complejos. Son de alto costo y duración, aunque necesarios.

Alguno de estos métodos se puede aplicar a:

- Estructuras dañadas por acciones mecánicas.

- Cargas accidentales (fuego, explosiones, impactos, etc.)

- Cargas excepcionales consideradas en proyecto pero que no han producido daños superiores a lo previsto.

- Cambio de uso de la estructura (aumento de sobrecargas de uso, etc.)

- Modificación de estructuras (eliminación de una columna, aumento del número de plantas, etc.)

- Acciones químicas sobre el hormigón (reacción árido-álcali, sulfatos, etc.)

- Corrosión de armaduras.

En los cuadros que siguen pueden apreciase los *niveles de daños* correspondientes a elementos dañados por:

8.4 ELEMENTOS DAÑADOS POR ACCIONES QUÍMICAS

Construcción	Elemento de H.A.			
	Nivel de daño			
	A	B	C	D
Nueva	0,95	0,75	0,55	0,35
Antigua	0,85	0,65	0,40	0,20

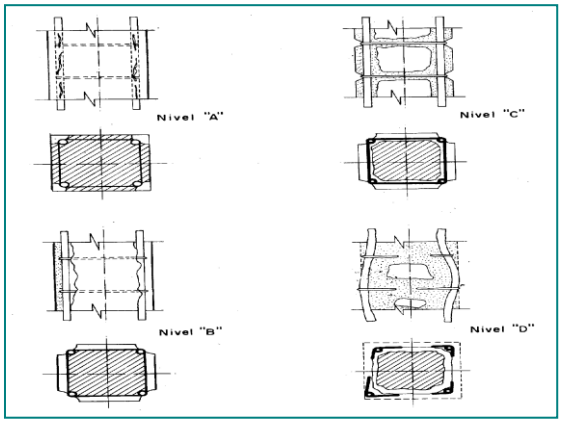


Tabla 8.2 *Nivel de daño por humedad*

- **Nivel A**: Corrosión de armaduras con pérdidas de sección en las barras principales del 1%. Aparecen ligeras fisuras longitudinales en las esquinas coincidiendo con la situación de las barras, pero no fisuras transversales en el plano de los estribos.
- **Nivel B**: Corrosión de las armaduras principales con pérdida de sección del 5%. Salta el hormigón en las esquinas y quedan las barras de acero principales al aire. Aparecen fisuras en el plano de los estribos. La capa de óxido hace que las armaduras pierdan adherencia con el hormigón.
- **Nivel C**: Corrosión de las barras principales con pérdida de sección del 25%. Se desprende el hormigón en las zonas de los estribos y quedan estos al aire. Pérdida de anclaje frente a pandeo y de adherencia de las barras, Se supone que el hormigón, por efecto de la corrosión se ha debilitado en una profundidad de 1 cm.
- **Nivel D**: Rotura de estribos. La sección de acero que queda en las barras principales no trabaja. Las barras principales pandean.

8.5 ELEMENTOS DAÑADOS POR ACCIONES FÍSICAS Y MECÁNICAS

Construcción	Elemento de H.A.			
	Nivel de daño			
	A	B	C	D
Nueva	0,9	0,8	0,6	0,40
Antigua	0,9	0,7	0,6	0,30

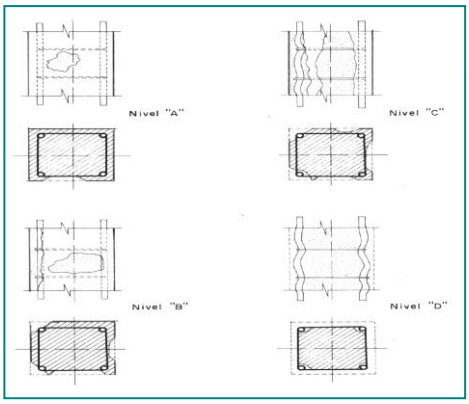


Tabla 8.3 *Nivel de daño por calor*

- **Nivel A**: Elementos no dañados presentando algunos desprendimientos de los yesos de acabado y pequeñas roturas del hormigón.
- **Nivel B**. Pérdidas considerables de yesos de acabado y pequeñas roturas del hormigón. Las superficies del hormigón presentan micro fisuras y coloración variable.

- **Nivel C**: Pérdida total de yesos de acabado. Roturas importantes del hormigón que presenta superficies de color ante. La armadura permanece adherida al hormigón no existiendo más de una barra de acero que presente síntomas de pandeo.
- **Nivel D**: Daños graves. Las roturas y desprendimientos del hormigón dejan al aire prácticamente todas las barras de acero. El número de barras pandeadas es superior. Las columnas, muestran signos de deformación. Pueden aparecer grietas de cortante de algunos milímetros de ancho.
- **Nivel E**: Colapso parcial de elementos verticales.

Nota: Para otros elementos estructurales adoptar niveles de daños similares teniendo en cuenta que para niveles superiores al C pueden existir grietas de varios milímetros de espesor y que las flechas pueden ser importantes. Además, para el nivel C el 10% de la superficie de las armaduras puede quedar al aire, y para el nivel D se puede llegar hasta el 50%.

8.6 TIEMPO MÁXIMO DISPONIBLE O TOLERABLE PARA REALIZAR UNA REPARACIÓN O REFUERZO

Para valores inferiores a 0,50, es decir, en casi todas las estructuras antiguas y con niveles de daños iguales o superiores a C, se precisa una acción inmediata, hay que actuar urgentemente. Para valores superiores a 0,5 con margenes de espera de 1 a 2 años, mientras que para valores próximos a la unidad se puede llegar a los 10 ó 20 años.

Dependiendo de los valores obtenidos se pueden adoptar medidas a valores próximos a la unidad. Algunas de estas medidas pueden ser:

- Demolición de las partes altas de la estructura.
- Limitación de uso para reducir sobrecargas.
- Modificación del sistema estructural (redistribución de solicitaciones).
- Restauración de los elementos dañados.
- Sustitución de elementos dañados.
- Refuerzo de la estructura en el hormigón con daños.

8.7 REPARACIÓN.

La estructura se proyecta para una *vida útil* determinada, debiendo llegar al final de la misma en un estado de servicio adecuado y sin haber tenido que realizar en ella grandes desembolsos en mantenimiento, ni en intervenciones de otro tipo, tales como reparaciones.

8.7.1 Grado de durabilidad y vida útil de los elementos estructurales

Se consideran tres grados de durabilidad:

A. *Elementos de gran durabilidad, de 40 o mas años*
B. *Elementos de durabilidad media, entre 5 y 40 años*
C. *Elementos de poca durabilidad, menos de 5 años*

En la tabla 8.4 se hizo un resumen de los elementos mas importantes y mencionando tan solo su grado de durabilidad y su vida útil, reajustando en ciertos casos las cifras que aparecen. Es interesante destacar que en la tabla 8.4 se aprecia que ninguno de los elementos aparece con una durabilidad mayor a 100 años y debe suponerse como máximo dicho tiempo.

Elemento estructural	Durabilidad	Vida útil en años
Columnas de hormigón armado	A	90 – 100
Muros de hormigón armado	A	90 – 100
Losas de hormigón armado	A	80 – 85
Cimientos de hormigón armado	A	80 – 100
Escaleras de hormigón armado	A	90 – 100
Pisos de cemento	B	20 - 40
Impermeable cementoso	C	2 - 3

Tabla 8.4 Durabilidad y vida útil de los elementos de hormigó

8.8 CAUSAS QUE MOTIVAN UNA REPARACIÓN

La causa básica que motiva una reparación son incuestionablemente la presencia de una patología en las estructuras, es decir, que existen desperfectos en cualquiera de sus elementos componentes, lo que en definitiva acorta la vida útil de las estructuras.

Las causas generales y principales de los desperfectos que se producen, y que aceleran el proceso destructivo de las estructuras son los siguientes:

- Proyectos incorrectos o deficientes por los datos o antecedentes o por la interpretación, por los cálculos o por las equivocaciones.
- Desacuerdo entre el proyecto y la construcción
- Materiales inapropiados o defectuosos originalmente o que se han alterado después y durante el almacenaje o la manipulación.
- Ejecución incorrecta o deficiente.
- Influencias reconstrucciones próximas actuales o futuras.
- Causas fortuitas como los sismos, los vientos y las precipitaciones pluviales inesperados a causa de la naturaleza sin predicción.

En la mayoría de los casos son varias las causas que contribuyen al fracaso y no es correcto atribuirlo a la última.

8.9 TIPOS DE REPARACIÓN

La necesidad de una reparación es consecuencia de lo observado en las inspecciones ordinarias correspondientes a los periodos cíclicos de mantenimiento o a una inspección extraordinaria por motivo de accidente, *sismo, incendio, huracán, etc.*

Para evaluar el tipo de reparación es preciso hacer "*Historia clínica* "de la estructura en ella deben aparecer la mayor cantidad posible de datos como por ejemplo:

1. *Topología y fecha de construcción estructural para conocer que materiales y técnicas constructivas se utilizaron.*
2. *Destino original y sucesivos.*
3. *Modificaciones sufridas por reparaciones, adiciones, remodelaciones, etc.*
4. *Nombre del proyectista y constructor.*
5. *Topografía original y actual, anotado los cambios producidos naturalmente o artificialmente por el hombre.*
6. *Posibles cambios climáticos de su uso.*
7. *Accidentes, fuego, inundaciones, huracanes, sismos, terremotos, etc. Ocurridos en el lugar o en la propia construcción.*
8. *Evaluación de la resistencia actual de la construcción.*

En las inspecciones el técnico que las realiza puede apreciar signos externos que indican desperfectos.

Como resumen puede considerarse:

8.9.1 Las reparaciones complejas

Son trabajos que se realizan en elementos estructurales y tienen gran incidencia a la garantía y seguridad de la misma, son reparaciones de gran envergadura, tienen que ser proyectadas y dirigidas por. Profesionales competentes, preferiblemente especialistas estructurales. Con frecuencia pueden requerir reforzamientos que deben ser analizados con cuidado.

Son trabajos que se ejecutan para arreglar o reforzar los elementos estructurales seriamente dañados, vigas, columnas, etc.

8.10 REFORZAMIENTO

Con el refuerzo se pueden obtener dos efectos actuando separadamente o conjuntamente: aumentar la capacidad resistente de la estructura (elevación de plantas,

aumento de sobrecargas de uso, etc.), alargar la vida útil de la estructura, o ambas cosas simultáneamente.

Si la opción elegida es reparar o reforzar conviene conocer que hay dos tipos de intervenciones fundamentales, los *métodos pasivos* y los *métodos activos*.

8.11 MÉTODOS DE REFORZAMIENTO

8.11.1 Los métodos pasivos

Son aquellos que entran en carga cuando la estructura sigue deformándose a partir del momento de refuerzo. Son los más fáciles de realizar y, por supuesto, son más eficaces cuanto más descargada esté la estructura. Se emplean con elementos que están muy lejos de llegar al agotamiento.

8.11.2 Los métodos activos

Permiten introducir en la estructura con lo cual son capaces de recuperar la resistencia y posición original de los elementos estructurales. Son más complejos de realizar y se pueden utilizar en elementos que están cercanos al agotamiento.

Se puede decir que no hay un método único de reparación o refuerzo, al igual que no existe un solo material adecuado para llevarlo a efecto, dado que éstos serán en función al daño provocados por acciones mecánicas (impactos, sobrecargas, asentamientos diferenciales, explosiones, etc.), si son consecuencia de acciones químicas, (ataque por sulfatos, reacción álcali-árido, áridos sulfurosos, aguas ácidas, corrosión de armaduras, etc.), o de acciones físicas (hielo-deshielo, fisurasión térmica, cristalización de sales, erosión, etc.).

Las principales técnicas empleadas en la reparación o refuerzo de estructuras de hormigón armado, son:

1. Los recrecidos basados en hormigón de cemento Pórtland o de hormigones modificados con polímeros.

2. La utilización de estructuras metálicas adicionales formadas por perfiles laminados, tanto en vigas y columnas.
3. El pretensazo parcial o total de elementos.
4. La utilización de bandas de acero o de fibra de carbono-epoxi, encoladas con una resina epoxídica.

Cualquiera de estas técnicas requiere un estudio previo de la calidad y compatibilidad química y física del soporte y del material de reparación a utilizar.

CAPITULO IX

DISEÑO DE LAS REPARACIONES Y REFORZAMIENTOS EN COLUMNAS Y VIGAS

9.1 APLICACIONES

9.1.1 Influencia de la humedad del aire:

< 35 % molestias en el hormigon

35 a 75 % considerado como normal

> 75 % influencia directa en la evaporación de la transpiración del hormigon

Ejemplo.

Cuanto más húmedo es el aire mas facilidad se tiene para transpirar.

te (°C)	ti (°C)	φi (%)
20	20	80
22	21	75
24	22	72

9.1.2 Velocidad del aire tolerable

T = 20 °C ⟶ V= 0.15 (m/s)

T = 22 °C ⟶ V = 0.25 (m/s)

Donde:

T= Temperatura

V = Velocidad del aire

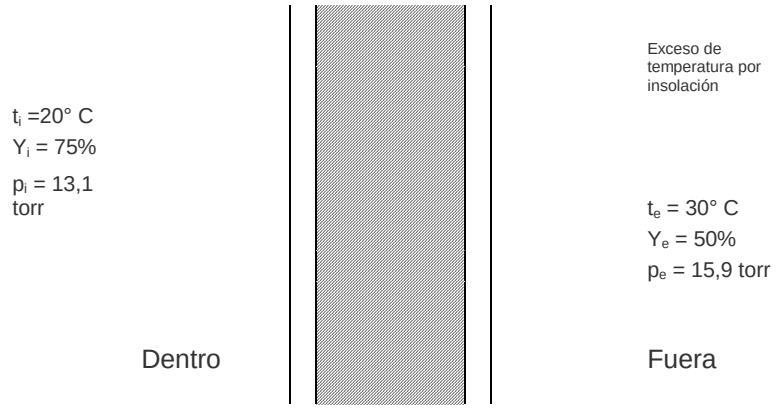


Fig. 9.1 *Exceso de temperatura por insolación***.**

9.1.3 Coeficiente de expansión térmica del hormigon.

$$Cec = Kh + 3.1 + 0.72\ Cea \qquad [9.1]$$

Donde:

Cec = Coeficiente de expansión térmica lineal del concreto en 10^{-6}/°C,

Kh = Es un valor correctivo de acuerdo con el estado de humedad del concreto

Cea = Es el coeficiente de expansión térmica de los agregados.

9.1.4 Rapidez de evaporación superficial de agua .

Velocidad tolerable de evaporación de hormigon:

15 V

Capilaridad de disipación del hormigon:

50%

1 mm	diámetro sube	15 mm
0.01 mm	diámetro sube	1500 mm
0.0001 mm	diámetro sube	150000 mm

ρHorm(Kg./m3)	VHorm(m3)	% Poros
2100	V	19 V
2200	V	15 V
2300	V	11.5 V

V = Volumen del hormigon

A mayor densidad disminuye % poros.

La totalidad de humedad al final de su periodo de condensación no suele llegar a 1% de su masa.

9.1.5 Calculo de la carga de calor.

$$G = Z\ (tim = tem)\ [\text{grado dia/año}] \qquad [9.2]$$

Donde:

Z = Valor medio en días que es necesario al calentamiento

t_{im} = Valor medio de las temperaturas Interiores (Invierno)

t_{em} = Valor medio de las temperaturas exteriores (Invierno)

La temperatura disminuye con la altura:

Cada 100 m ⟶ disminuye en 0.5 °C

Esta diferencia puede llegar a ser de 2 a 4 al medio dia

9.1.6 Influencia de la humedad del aire.

La humedad del aire nos determina los cálculos de difusión

Días frías ⟶ presión de vapor de agua muy baja

Época	% de humedad del aire
Invierno	75 %
Verano	90 %

t	% de humedad	Presión de vapor de agua
-20°C	⟶ 100 %	0.5 torr

> Aire caliente < Valor relativo de la humedad

- La presión de vapor de agua puede llegar a ser de 17 torr

9.1.7 Radiación solar

Con el aporte de calor por radiación hay un cambio de energía de vibración electromagnética, son muy importantes en lo estructural.

- Calor que radia el sol
- Calor que radian los fuentes de calor y otros elementos estructurales

Contenido de energía que llega	Superficie afectada (m^2)
1164 Kcal. /h	1 m^2

La cantidad de energía no llega a (2cal/min.) en la superficie exterior de la atmósfera de la tierra.

9.1.8 Cantidad de movimiento de onda

$$P = \frac{u}{c}(absorcio) \qquad [9.3]$$

$$Vluz = 3x10^{8}\ (\text{m/s})$$

$$P = 2\frac{u}{c}(reflexion)$$

$$C = \frac{1}{\sqrt{uoCo}}$$

9.1.9 Presión de radiación

$$\frac{p}{t} = \frac{u}{ct} \qquad [9.4]$$

Donde:

P = Presión de radiación

t = Tiempo

u = Energía de la onda electromagnética

c = Velocidad de la luz

9.1.10 Incidencia de onda sobre la superficie de área

$$\frac{p}{t} = |s|\frac{A}{c} \qquad s = \frac{1}{uo}ExB$$

$$F = \frac{p}{t} = |s|\frac{A}{c} \qquad prad = \frac{F}{A} \qquad prad = \frac{|s|}{c} \qquad [9.5]$$

Donde:

s = Es el vector de poynting (watt/m^2)

E y B = Vectores en la dirección E en la dirección Z y B en la dirección Y

A = Área

9.1.11 Reflexión y refracción en superficies planas de hormigon

Índice de refracción

$$n = \frac{c}{v} \qquad [9.6]$$

Donde:

n = Índice de refracción

c = Velocidad de la luz en la atmósfera

v = Velocidad de la luz en el elemento

$v < c \longrightarrow n > 1$

La velocidad de la luz en el aire esta cercana a c que se puede formar.

$n_{aire} = 1$

$\lambda_{elem} = \lambda/n$

Donde:

λ = Longitud de onda en el espacio

Donde:

n 1 y n 2 = Son medios

Reflexión total interna

Si n1 > n2 $\longrightarrow$ Se presenta cierto Angulo de incidencia Θc llamado Angulo critico.

Para el cual el Angulo de refracción es de 90°.

Si Θ1 > Θc $\longrightarrow$ ya no es posible la refracción

Si Θ2 = 90° n = 1

$\Theta c = sen^{-1} n1/n2$

n = Índice de refracción

9.1.12 Radiación de calor infrarrojo

1.8 - 3.40 μm n = Índice de refracción

$n_{agua} = 1.33$

Luz visible

0.4 - 0.8 μm $n_{aire} = 1.00$

$n_{hormigón} = 1.0$

Radiación ultravioleta

0.4 μm

Datos climáticos

Humedad relativa %

Seco	Normal	Húmed	Muy húmedo
50%	50 60%	60 75%	>75%

Presión de vapor de agua (torr)

Seco	Normal	Húmedo	Muy húmedo
8	10	10 12.5	>12.5

9.2 TRAZADO DE UN ESQUEMA DE (TEMPERATURA – RESISTENCIA TÉRMICA) DE UNA COLUMNA

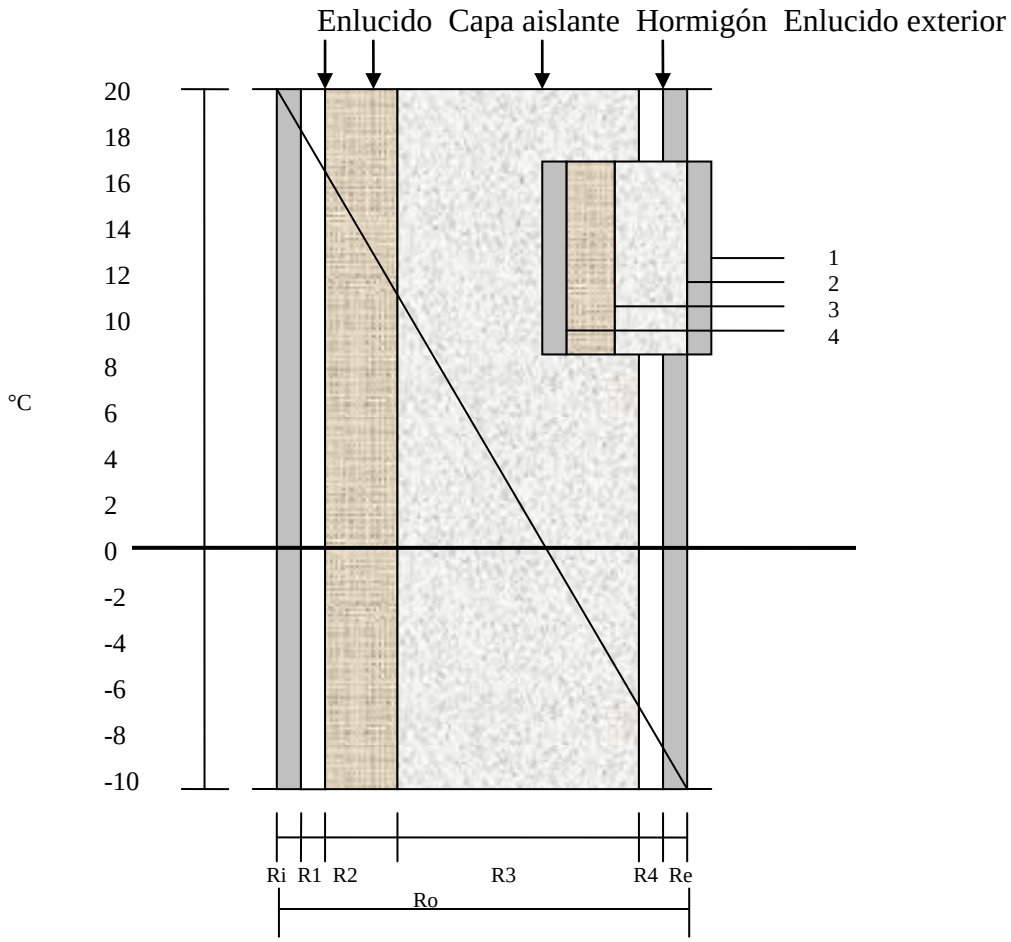


Fig. 9.2 *Trazado de esquema de temperatura*

9.3 CALCULO DEL MÍNIMO AISLANTE TÉRMICO PARA COLUMNAS

La resistencia térmica a la penetración Ro necesaria para elemento columna expuesto a temperatura se calcula:

- Según el criterio de la condensación por la formula:

$$Ro = Ri\frac{ti - te}{ti - ts}\left[hm^2 grad / kcal\right] \qquad [9.7]$$

- Según el criterio de las estructuras y las exigencias mínimas se calculara por la formula:

$$Ro = Ri\frac{ti - te}{ti - \vartheta i}\left[hm^2 grad / kcal\right] \qquad [9.8]$$

Donde:

Ro = Es la resistencia térmica a la penetración

Ri = Es la resistencia térmica de transmisión superficial

ti = Temperatura interior

$ti - \vartheta i$ = Salto térmico según normas de la tabla II anexo

ti – ts = Salto térmico entre las temperaturas interior y exterior según la tabla IV anexo

9.3.1 Calculo de la resistencia a la variación diaria de temperatura (V)

El valor mínimo de Vi debe ser:

- Para elementos en edificios con importancia interna = 25 correspondientes al verano.
- Para elementos en edificios con importancia externa = 15 correspondientes al verano.

- Para columnas = 12 correspondientes al verano.

9.3.2 Calculo de desfase

Cuando un cambio de temperatura afecta a la pared exterior:

- Esto no solo amortigua los efectos en el interior sino que también retarda profundamente un desfase que tiene un valor que en la mayor parte de los casos se puede apreciar en cualquier diagrama.
- Sienbargo en las vigas el efecto de temperatura es a las 16 horas.
- En el aire alcaza su máxima temperatura alrededor de las 15 horas
- En una estructura pesada alcanza con un retraso de varias horas abecés de las 22 horas.

Elemento estructural	Valores mínimos recomendados de desfase (η)
Vigas	4 – 6
Columnas	6 – 8

9.3.3 Con simple capa aislante

$$\eta = \frac{1}{15}\left[40.5xD - \arctan g \frac{\alpha 1}{\alpha i + s\sqrt{2}} + \arctan g \frac{\alpha 1}{s + \alpha e\sqrt{2}} \right] \qquad [9.9]$$

Donde:

αi = Coeficiente de dilatación del material(mm/m grad)

s = Vector

D = La inercia térmica del elemento estructural.

D = R S En caso de varias capas

- En los elementos de una sola capa los valores de arco tang son prácticamente nulos.
- Cuando el calor acumulado del elemento esta entre 6 y 10 ⟶ Se calcula con bastante exactitud el desfase con el simple calculo de:

$$\eta = \frac{1}{15} 40.5xD \qquad \Rightarrow \qquad \eta = 2.7D \qquad [9.10]$$

- Entonces el calculo de desfase se simplifica mucho y aunque no es exacto.
- Pero se obtienen valores suficientemente aproximados.
- La suma de las inercias térmicas ΣD se reduce a su resistencia térmica por conductividad R, que se multiplica por los valores de acumulación de calor.

9.4 CALCULO DEL AISLANTE ECONÓMICO

- Elemento estructural con una sola capa

$$x = \frac{Zw}{100} \lambda w Aw \qquad [9.11]$$

- Elemento estructural de varias capas

$$x = \frac{ZD}{100} \lambda D Ab \qquad [9.12]$$

- En caso del calor exterior

$$y = \frac{ZH}{100} \Sigma M (ti - te) + vGPw10^{-6} \qquad [9.13]$$

- Caso de producción propia de calor

$$y = \frac{ZH}{100} \Sigma M (ti - te) + \frac{vGPBr}{Hu\eta H} 10^{-3} \qquad [9.14]$$

Donde:

Zw = Coste de amortización (%año)
λw = Conductividad de su pared del elemento estructural
Aw = Precio por m2 del elemento
ZD = Coste para capa aislante
ΣM = Precio por hora de 1 Kcal.
Pw = Precio que se cobra
v = Numero de horas diarias

G = Días grado /año
PBr = Precio de com.
Hu = Rendimiento térmico
ηH = Aprovechamiento térmico

9.4.1 Procesos de cálculo

Después de calcular x, y establecemos las siguientes relaciones.

9.4.2 En columnas de una sola capa

$$Kecon = \sqrt{\frac{x}{y}\left[kcal/hm^2 grd\right]} \qquad [9.15]$$

$$\frac{1}{Kecon}\frac{1}{\sqrt{\frac{x}{y}}}\left[hm^2 grd/kcal\right]$$

$$\frac{1}{Kecon} = \mathrm{Re}\,con = \frac{1}{Kecon} - 0.2\left[hm^2 grd/kcal\right]$$

d_{econ} = Recon λw [m] [9.16]

Donde:

K = Coeficiente de transmisión térmica

R' = Es el valor aislante de todas las capas

d D econ = Recon λD

Así resulta el espesor optimo de la capa de aislante con esto se optimiza en su aplicación de elementos estructurales.

Con la ayuda de los factores x, y se optimiza mínimos costes.

Así obtenemos las siguientes igualdades.

9.4.3 En pared de columna de una capa sin ventilación

$$\Sigma kmin = xRecon\ (Precio/m^2año) \qquad [9.17]$$

9.4.4 En pared de columna de varias capas sin ventilación

$$\Sigma kmin = x\ RD + Z'B\ J'B \qquad [9.18]$$

Donde:

RD = R_{econ}

Z'B = Coste de aislante (% año)

J'B = Precio de inhalación de capas aislante (Precio/ m^2)

9.4.5 Para pared de columna de una sopla capa con ventilación

$$\Sigma K\min = \frac{w}{100} x\,\mathrm{Re}con + \frac{f}{100}\frac{ZF}{100} JF + yKm \qquad [9.19]$$

Donde:

ZF = Amortización de ventilación (%año)

JF = Coste de ventilación (precio /año)

f = Superficie de ventilación en %

Km. = Coeficiente de transmisión térmica de la ventilación

9.4.6 Radiación exterior de hormigón

El valor óptimo económicamente de aislante, una vez calculado debe responder al rendimiento de la estructura exterior, esto quiere decir que en la pared exterior este valor acumulado tiene que corresponder al rendimiento de pared incluida las ventilaciones.

El valor de Kecon, tiene que ser igual al coeficiente de transmisión Kecon del conjunto incluidas las ventilaciones, debe ser.

$$Km. = Kecon = Kw. + y\,(KF - Kw.)\ \ (Kcal./hm^2 grad) \qquad [9.20]$$

Donde:

y = Porcentaje de ventilación de la pared

KF = Coeficiente de transmisión de ventilación

Kw. = coeficiente de transmisión de la pared

$$Rw = \frac{\mathrm{Re}\,con - y - RF}{x}\left[hm^2\,grad/kcal\right] \qquad [9.21]$$

Donde:

Rw = Valor del aislamiento

Recon = Valor económicamente dado del aislante en su conjunto

x = Porcentaje de la superficie

y = Porcentaje de la superficie de ventilación

9.4.7 Deformaciones debidas a cambios de temperatura

Las dilataciones de los elementos de la pared de columnas se pueden calcular con la formula.

$$\Delta l = L\Delta\vartheta_Z\alpha_t(mm) \qquad [9.22]$$

Donde:

L = Longitud de la columna

$\Delta\vartheta_Z$ = Aumento de temperatura en el centro (°C)

α_t = Coeficiente de dilatación del material (mm/mgrd)

Valores de la tabla IX del anexo

El calor en verano provoca el alabeo del elemento hacia fuera Ver Fig 9.3, en invierno este alabeo es hacía el interior

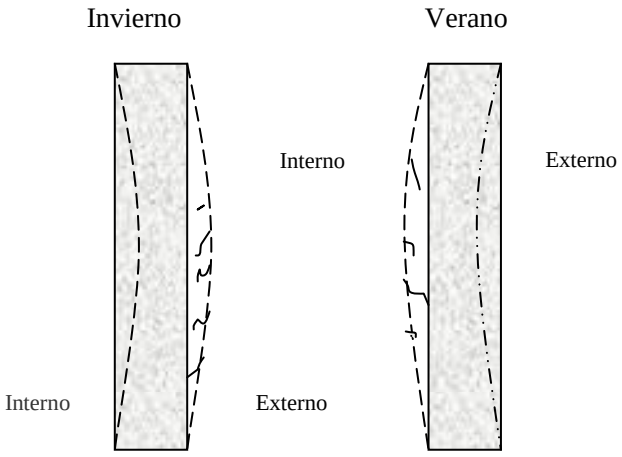
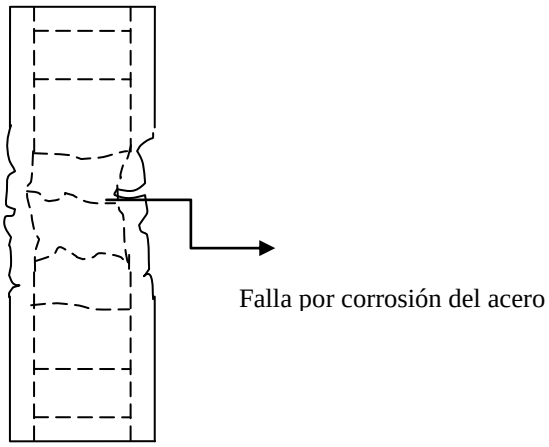
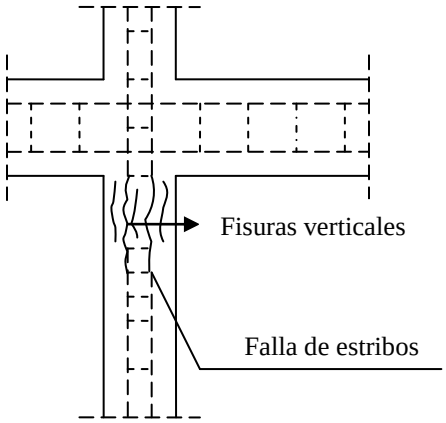


Fig. 9.3 *Deformaciones*

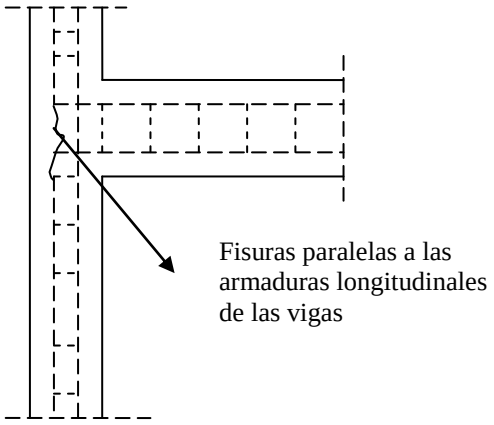
9.5 COLUMNAS DE HORMIGÓN ARMADO





a)

Fig. 9.4 *Fisuras por caída u omisión de cercos*



b)

Fig. 9.5 *Fisuras por caída u omisión de cercos*

Si el deterioro es de poco tiempo por ello la corrosión de acero es pequeña, no superior a un:

15 a 20 %

9.6 PROCESOS DE REPARACIÓN DE COQUERAS Y OQUEDADES

Se procede a ejecutar reparaciones diferenciales.

9.6.1 Reparaciones superficiales

Son aquellas que no afectan a la resistencia de la estructura.

- Limpieza y saneado de la superficie.
- Aplicación de mortero de cemento.

9.6.2 Reparaciones medias

Afectan ligeramente al comportamiento estructural y son de dimensiones más importantes.

- Limpieza y saneado de la superficie.
- Inyección con epoxi.
- Relleno con hormigón de resistencia superior en 5 N/ mm^2 al hormigón de base.

9.63 Reparaciones de importancia

Afectan a la resistencia del elemento, no puede utilizarse el sistema anterior por que el hormigón nuevo no entraría en carga al retraerse.

- Limpieza y saneado de la superficie.
- Pintado de la superficie con epoxi.
- Llenado con hormigón de epoxi (retracción despreciable), de hormigón expansivo de resistencia superior en 5 N/ mm^2 al hormigón de base.

9.6.4 Reparaciones complejas

9.6.4.1 Primer paso

Lo primero que se debe realizar es, tumbar todo el material suelto, agrietado, o aquel que suene hueco al ser golpeado con una maceta ver Fig 9.5.

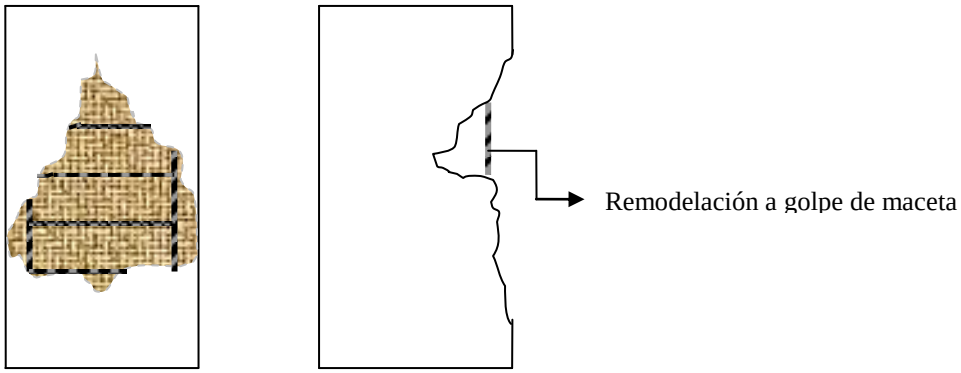


Fig. 9.6 *Remodelación a golpe de maceta para su reparación*

9.6.4.2 Segundo paso

Unas vez golpeadas adecuadamente, el siguiente paso consiste en limpiar las barras de acero con cepillo de alambre eliminando todas las escamas y otros desperfectos que se pueden crear en el acero de refuerzo.

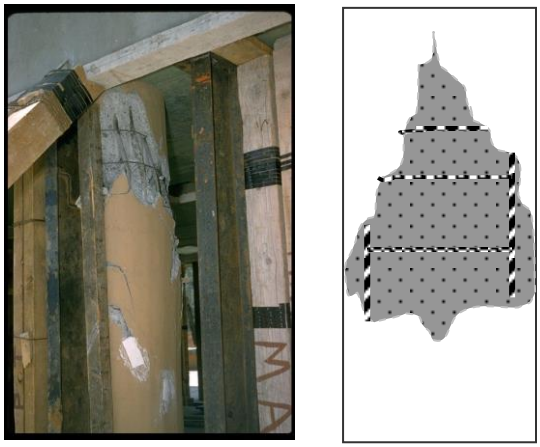


Fig.9.7 *Vista del acero limpio*

9.6.4.3 Torcer paso

Una vez limpias las barras de acero, el siguiente paso consiste en aplicar una lechada de cemento para evitar que el acero vuelva a tomar algún agente externo.

9.6.4.4 Cuarto paso

Por ultimo restaurar la forma original con mortero epoxico o colocar una malla, que se fije al refuerzo, sobre la cual se vierte mortero de cemento, con algún aditivo adherente, o se emplea hormigón de gravilla.

Debe hacerse resaltar que para realizar cualquiera de estas reparaciones lo primero que se debe hacerse es previamente descargar por completo la columna, ya que de lo contrario con el las barras, están deformadas y sometidas a tensiones, mientras la nueva barra no tendría tensión alguna.

9.7 PROCESOS DE REPARACIÓN DE FISURAS

9.7.1 Comportamiento de la epoxi

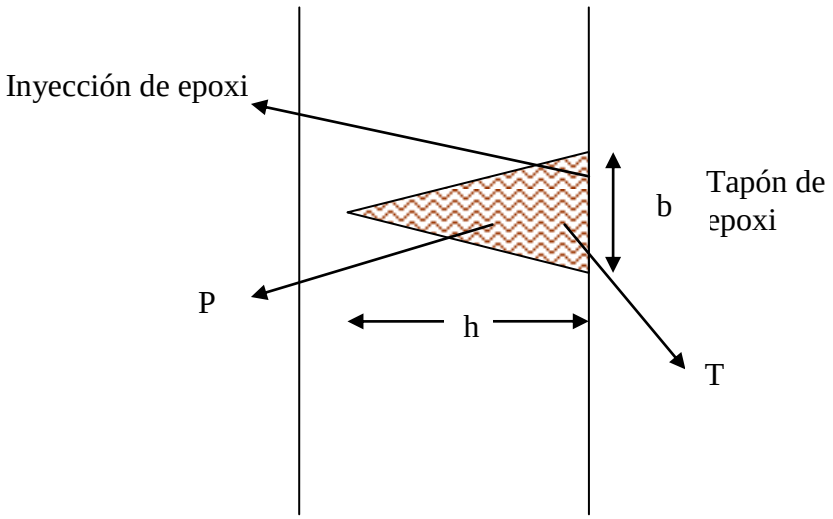


Fig.9.8 *Comportamiento de la epoxi*

T = Tensión de adherencia en la resina epoxi

$$T = P\ W\ c\ h \qquad [9.23]$$

p = Presión por unidad de ancho

h = Altura de la unión

$$W = \sqrt{c\frac{1}{E_i t_i}} \qquad [9.24]$$

E_1 = Modulo de elasticidad del hormigón

t_1 = Espesor de hormigón

c =G/d

G = Modulo trasversal de la epoxi

d = Espesor de la epoxi en la boca

9.8 OTRAS TÉCNICAS DE REPARACIÓN DE FISURAS

9.8.1 Método por Cicatrización

Es un proceso que se produce espontáneamente en grietas muertas, saturados de agua sin circulación.

Se produce por carbonatacion del O Ca y de $(OH)_2$ Ca del cemento por la acción del CO_2 del aire y del agua.

Se forman cristales de CO_3 Ca que sierran las fisuras, dura unos 90 días y el hormigón tiene que estar totalmente saturado de agua.

9.8.2 Método por Ocratisado

Se emplea para fisuras estrechas a < 0.2 mm.

Se introduce F_4 Si gaseoso por las fisuras y a presión.

$$2(OH)_2\ Ca + F_4\ Si \longrightarrow 2F_2\ Ca + (OH)_4\ Si$$

También puede conseguirse un vidrio limpio (Fluosilicato de sodio y potasio).
Se aplica con pincel y penetra por capilaridad, reacciona con la cal y da Fluosilicato clásico que sierra la fisura de dentro hacia fuera.

9.8.3 Método por Grapado de las fisuras

- Tratar de cocer la fisura por medio de barras que se colocan en ranuras practicadas normalmente a las fisuras.
- Esta solución en la practica no resulta efectiva.
- La fisura puede volver a surgir.
- Aparecen fisuras normales en los sitios que se coloco el refuerzo.
- El mortero se retrae y se pierde efectividad en la unión de la barra de la pared.
- Las barras se corroen y expulsan el mortero.
- Se debe considerar para que este tipo de reparación pueda ser efectiva es preciso utilizar aditivos en el mortero que afirma ser retracción y mas bien lo hagan expansivo y incremente su adherencia.

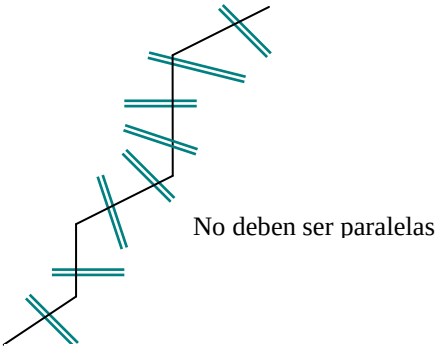


Fig 9.9 *Forma practica de grapado*

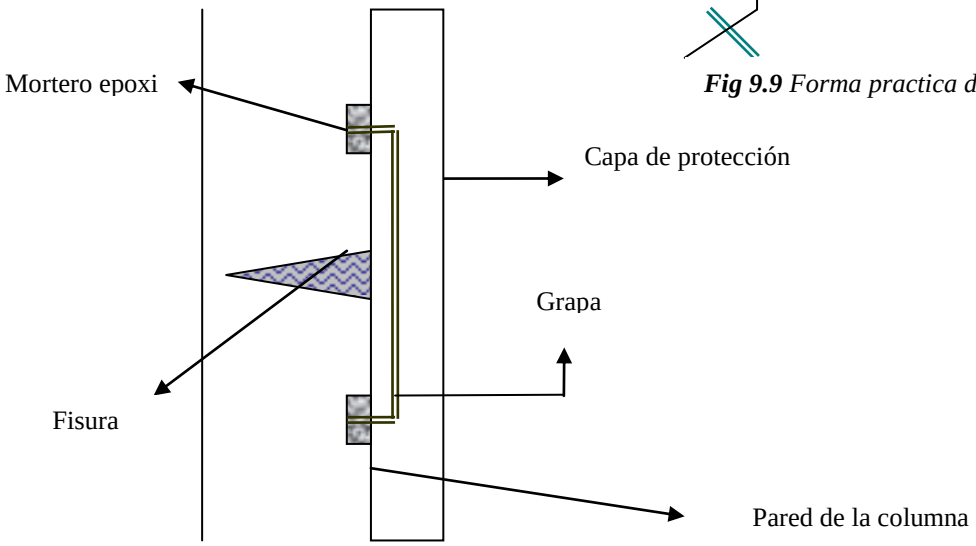


Fig.9.10 *Método de grapado de las fisuras*

9.9 APLICACIÓN DE REFUERZO EN LAS COLUMNAS DE HORMIGON ARMADO

Img. 9.1 *Fallas en las columnas*

9.9.1 Aplicación de refuerzo tipo camisa de hormigón armado

Si los desprendimientos son notables, en este caso se debe realizar un reforzamiento que suele ser lo más rápido y por supuesto económico.

Si resulta posible y fácil descargar la columna por medio de un apuntalamiento adecuado, la solución más recomendable por su sencillez, rapidez y economía. Consiste en:

- Construir una especie de camisa de refuerzo de hormigón armado alrededor de la columna con daño, sin modelar todo el recubrimiento original, sino tan solo la parte suelta.
- Este refuerzo de camisa sirve de protección a la armadura original, y además ayuda a soportar las cargas extras que actúan.
- Por adherencia y retracción queda firmemente unida a la columna original.
- Esta comisa no requiere de gran refuerzo vertical, pues el mas efectivo lo constituyen los cercos actuando como estribos.
- En dependencia del tamaño que adquiere el refuerzo de camisa.

9.9.2 Reglamentaciones de acero de refuerzo

1. *El refuerzo vertical puede consistir de*:

   4 Ø (12 mm)
   4 Ø (16 mm)

2. *Según la altura de la columna, si se quedaran espaciadas a:*

   Más de 50 cm. → es mejor usarla 8 barras

3. *Los cercos o estribos pueden ser barras de:*

   Ø 10

10 mm o > 10 mm

4. *Si es posible adquirirla, con espaciamientos de*:

20 cm. - 25 cm.

5. *El espesor de la camisa debe ser:*

8 a 10 cm. como mínimo
20 a 25 cm. como máximo

El tamaño mínimo de espesor se considera con el fin de permitir la colocación de un hormigón de gravilla. Esta aplicación es valida para cualquier sección de columna, además de su armado original, sin importar cuan tamaño y ancho de la barra original haya sido.

9.10 APLICACIÓN DE REFUERZO DE SOLUCIÓN

9.10.1 Columna de hormigón armado con falla externa sin tratamiento

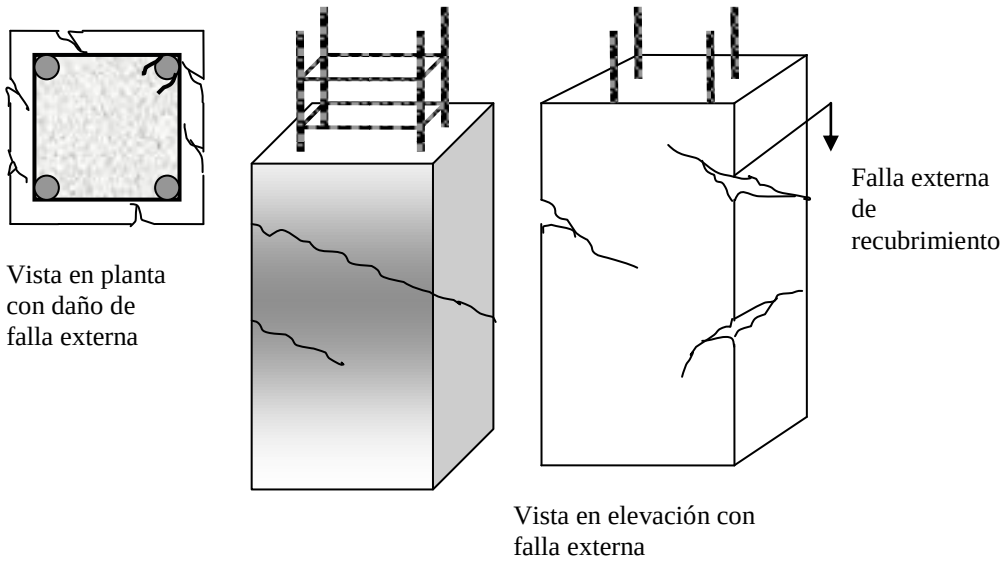


Fig 9.11 *Falla externa de recubrimiento en columnas*

9.10.2 Daños localizados con capacidad resistente

- Refuerzo solo en la zona de falla.
- Las barras nuevas se sueldan con orquillas de diámetro Ø 10
- Recrecido no inferior a 3 cm.

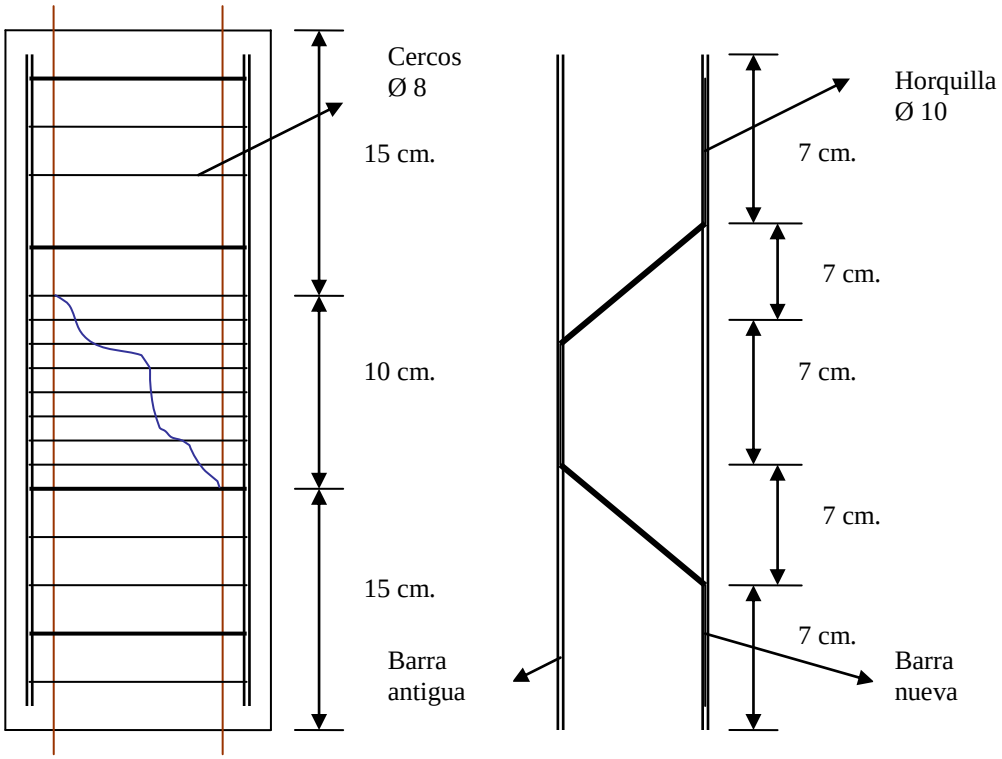


Fig.9.12 *Columnas de falla localizado*

9.10.3 Columna de hormigón armado con falla profunda interna de hormigón

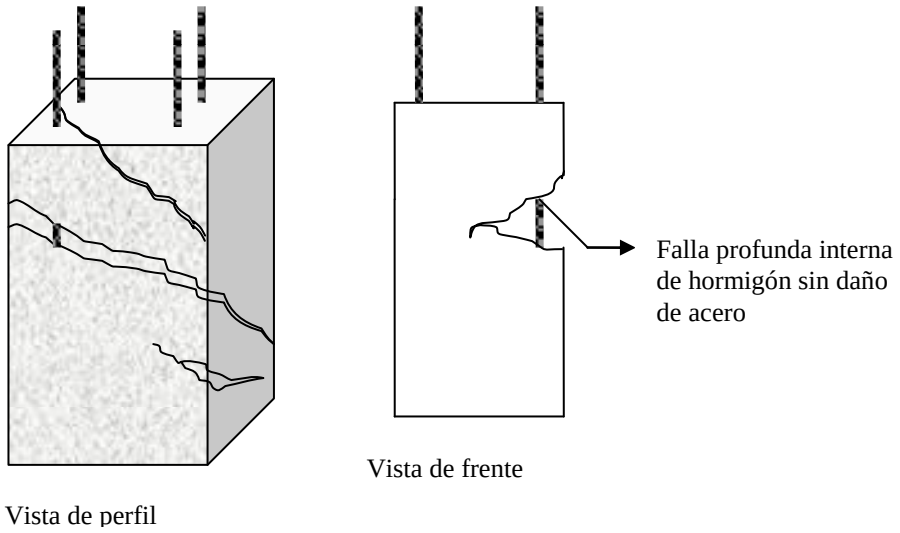


Fig.9.13 *Falla profunda de hormigón sin daño de acero*

Img 9.2 *Recomendaciones para el apuntalamiento*

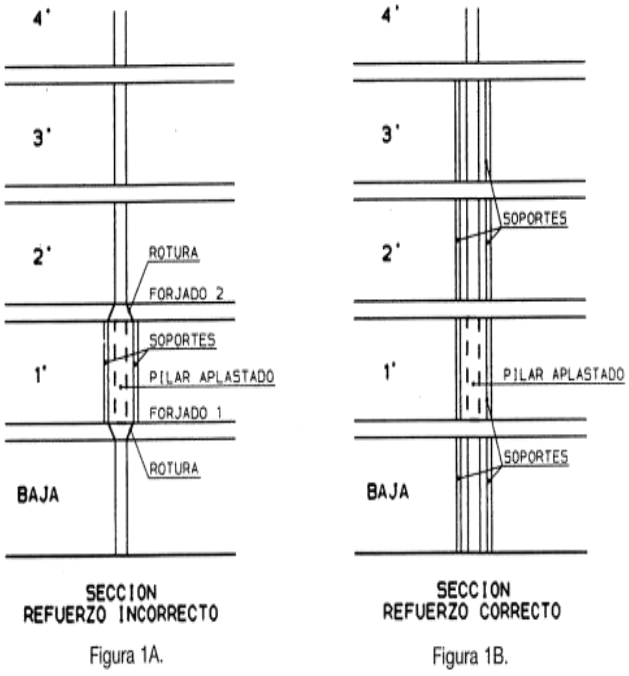


Fig.9.14 *Acciones recomendadas*

Imag 9.3 *Formas de apuntalamiento*

9.10.4 Columna de hormigón armado con falla profunda interior de hormigón con tratamiento de golpe de maceta para su reforzamiento.

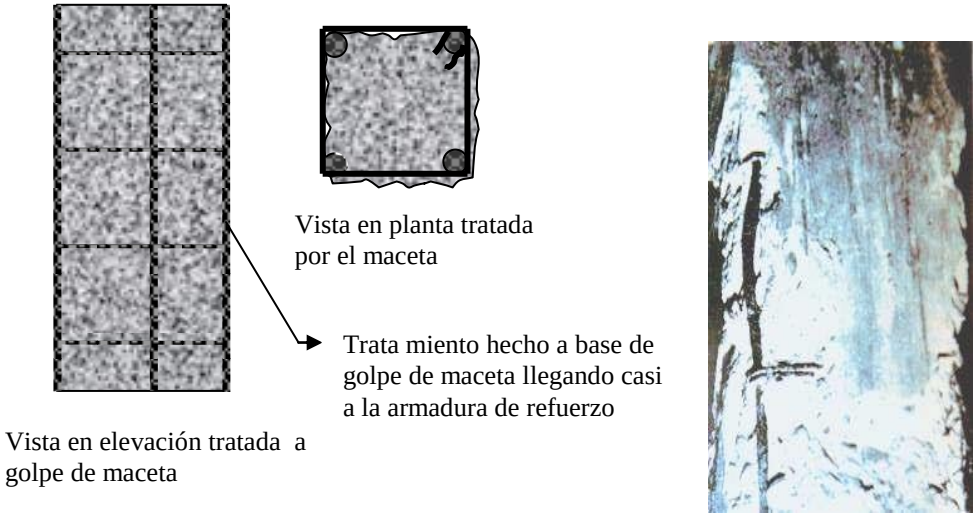


Fig. 9.15 *Tratamiento a golpe de maceta para su reforzamiento*

Img 9.4 *Picado de la columna*

9.11 TRATAMIENTO DE LA CAMISA DE REFUERZO

El tratamiento de este refuerzo consiste en armado al rededor de la columna de falla, una vez modelada con maceta se tiene que diseñar para resistir y soportar cargas externas que puedan actuar.

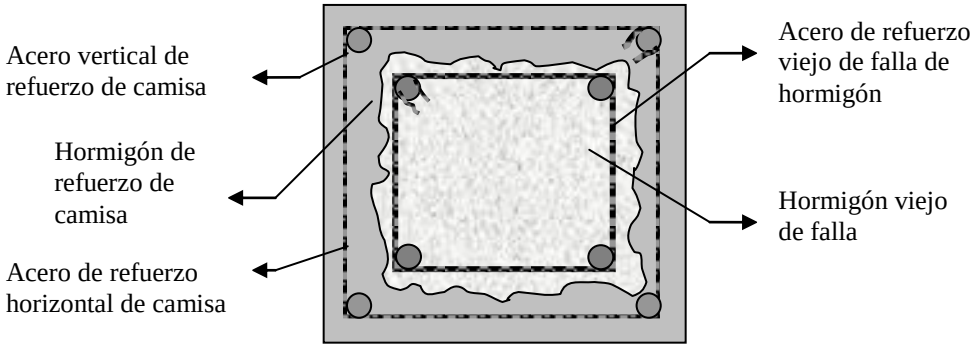


Fig. 9.16 *Refuerzo de camisa de hormigón armado alrededor de la columna de falla sin modelar todo el recubrimiento*

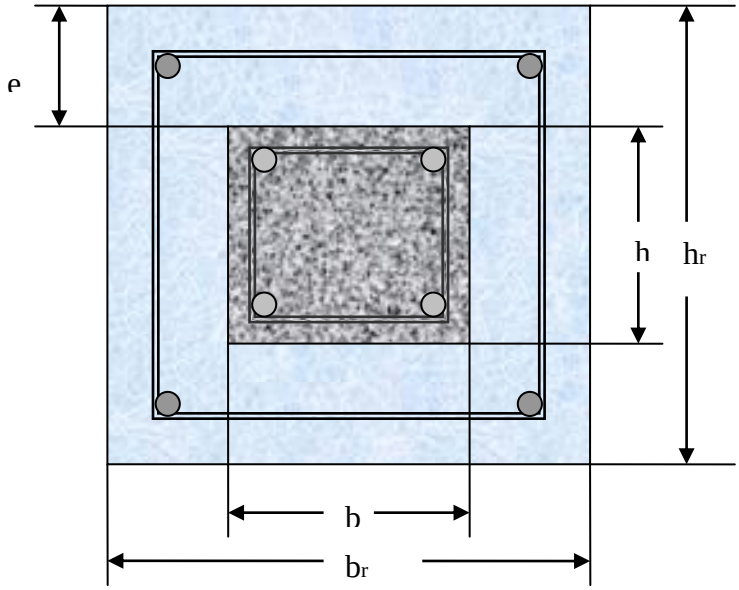


Fig.9.17 *Características de refuerzo de camisa*

$$A_c = (b_r.h_r) - (bh) = (b+2e)(h+2e) - bh = 4e^2 + 2e(b+h) \qquad [9.25]$$

El hormigón debe resistir la mitad del esfuerzo axial.

$$\frac{p_n}{2} = 0.85 f_c' \left[4e^2 + 2e(b+h)\right] \qquad [9.26]$$

Para el dimensionado de la armadura recomendamos:

- Que la máxima deformación debe ser de $\varepsilon = 0.002$
- En todos los casos es preciso mojar bien el material viejo para que no absorba agua de la nueva mezcla,
- Con lo cual se mejora apreciablemente la unión de los dos materiales.
- Para facilitar el vertido del hormigón el encofrado debe estar en tramos:
  No mayores a 1.5 m de altura
- Como es muy probable que exista una viga que se apoya en la columna de falla, la armadura de la camisa de refuerzo, puede llevarse hasta la altura donde esta el nivel inferior de la viga.
- Con lo que se facilita el hormigonado del último tramo, que debe tener una altura mucho menor.
  De 50 a 60 cm. de altura como máximo

9.12 NORMAS INDISPENSABLES PARA EL ENCOFRADO DE REFUERZO DE CAMISA

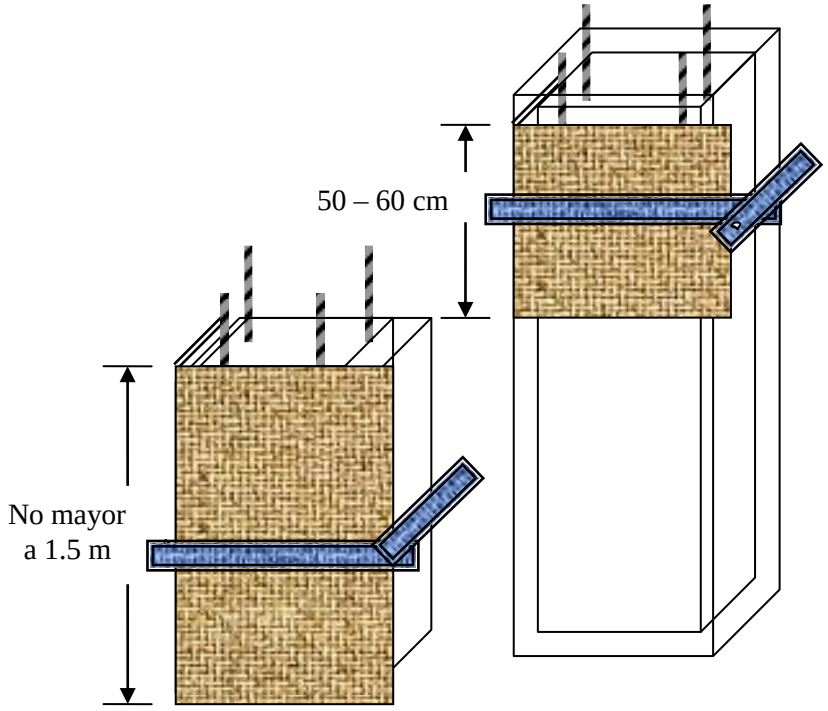


Fig.9.18 *Detalles de encofrado para el refuerzo de camisa*

9.12.1 Aplicación del material de hormigon

- Aplicación de rellenado con hormigón de gravilla.
- Con la adición de aditivos al hormigón de gravilla para que incremente la adherencia.

9.13 LA CONFORMACIÓN DE COLUMNAS COMPUESTAS AL REFORZAMIENTO

Estas columnas de reforzamiento pueden clasificarse de acuerdo a su forma, a la posición de la carga y con relación a sus dimensiones.

De acuerdo a su forma se pueden clasificar en columnas compuestas en:

- Columna original de falla ahogado en columna de refuerzo de camisa.

En base a la posición de la carga en sección transversal, se pueden clasificar a las columnas como cargadas axialmente o excéntricamente ver figura 9.19

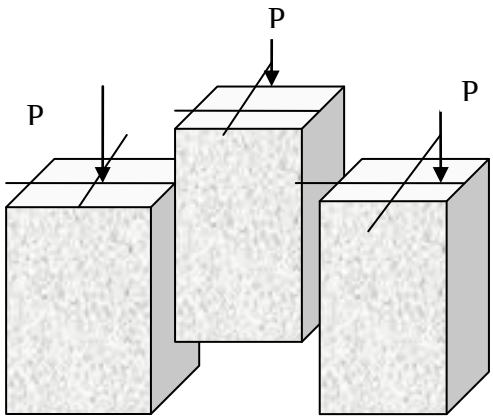


Fig. 9.19 *Columnas con carga axial y excéntrica*

Las columnas cargadas axialmente no soportan momentos, pero en la práctica se debe diseñar a todas.

Las columnas con carga excéntrica, están sometidos a momentos además de la carga axial, el momento se puede convertir en una excentricidad e. Los momentos pueden ser uní axial o biaxial, dependiendo de su ubicación de la columna dentro del marco estructural. Las fallas en las son de tres modos:

1. Falla en el material por la fluencia inicial del acero en la cara de tracción
2. Falla por aplastamiento inicial del concreto en la cara de compresión.
3. Perdida de estabilidad estructural por agentes exteriores, como viento, sismos, etc.

9.13.1 Caso columnas cortas

Falla generalmente por material

$$KL/rm < 22 \qquad [9.27]$$

Donde:

K = Factor que depende de las condiciones en los extremos de la columna

L = Longitud no apoyada de la columna

rm = La altura

9.13.2 Caso de las columnas esbeltas

Falla generalmente por pandeo.

$$KL/ rm > 22 \qquad [9.28]$$

9.13.3 Ancho permisible de la columna de refuerzo de camisa

1. Las distancia mínima de columna de refuerzo:

   15 – 20 cm.

2. Las distancia máxima de columna de refuerzo:

   20 - 25 cm.

9.13.4 Recubrimiento exterior de columna de refuerzo

< 3.81 cm.

9.14 FACTORES Ø DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA

Factor de reducción de resistencia Ø varia con diferentes tipos de comportamiento y de elementos estructurales, los valores de Ø para los diferentes elementos estructurales se encuentran en la tabla 9.1.

Elemento estructural	Factor Ø
Vigas a flexión	0.9
Columnas con estribos	0.7
Columnas que soportan cargas axiales muy pequeñas	0.7-0.9
Vagas cortantes torsión	0.85

Tabla 9.1 Factor de reducción de resistencia

9.14 1 Corrección del factor Ø para columnas de refuerzo de camisa

$$\phi = 0.90 - \frac{0.20\phi P_n}{0.10 f_c' A_g} \geq 0.70 \qquad [9.29]$$

Donde:

$\emptyset P_n$ = Carga axial de diseño

9.15 ESPECIFICACIONES DE DISEÑO PARA COLUMNAS COMPUESTAS DE CAMISA DE HORMIGÓN VIEJO Y HORMIGÓN NUEVO DE REFUERZO

1. Refuerzo longitudinal principal (columna con falla)
2. Refuerzo longitudinal segundario(columna de camisa de refuerzo)
3. Ø de barra de refuerzo vertical de:

   4 Ø (16 mm)

4. Ø de barra de refuerzo horizontal.

   Ø (10 mm)

5. Separación vertical de los estribos

   20 – 25 cm.

   Aproximadamente 16 veces el diámetro de la varilla longitudinal.

6. La separación horizontal de acero longitudinal

   > 50 cm.

7. La cantidad de refuerzo trasversal en estribos debe cumplir las siguientes condiciones de confinamiento.

$$A_{sh} = 0.3sh_c\left[\frac{A_g}{A_c} - 1\right]\frac{f'_c}{f_y} \geq 0.09sh_c\frac{f'_c}{f_y} \qquad [9.30]$$

Donde:

A_{sh} = Área total de la sección transversal del acero

s = Separación entre estribos

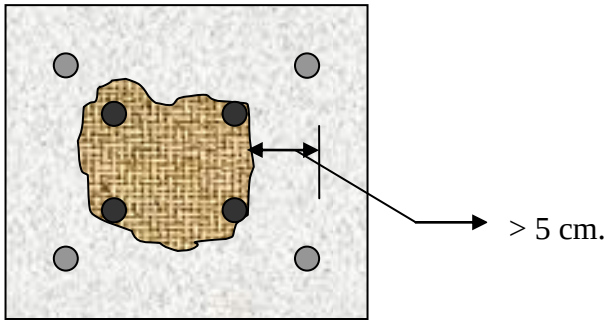
h_c = Longitud máxima no soportada del estribo preliminar

1. Consideraciones adicionales

El código ACI estipula las siguientes condicionantes para esta composición.

- Los estribos deben extenderse por completo alrededor del núcleo del acero estructural.
- En caso necesario utilizar malla alrededor del acero estructural o longitudinal.
- Los estribos en la columna de refuerzo o camisa deben estar a:

> 5 cm.



9.16 COLUMNAS REFORZADAS COMPUESTAS DE CAMISA CARGADAS AXIALMENTE

Son columnas de:

9.16.1 Centroide plástico

El punto en la sección de columna, donde la fuerza axial actúa produce en toda la sección, deformaciones iguales, y se determina de la siguiente manera.

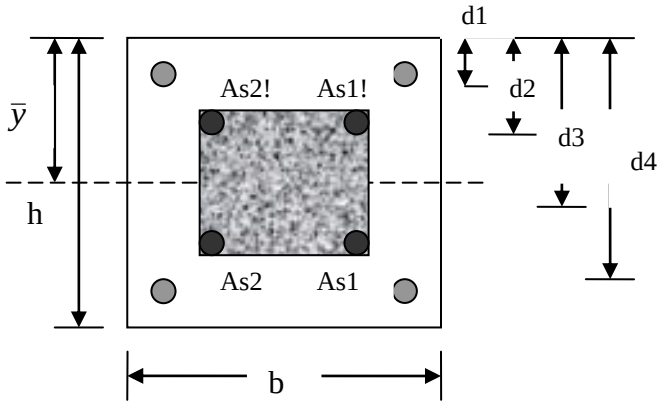


Fig. 9.20 *Centroide plástico*

$$y_o = \frac{A_g\,0.85\,f_c'\,\frac{h}{2} + A_s1'\,f_y d1 + A_s2'\,f_y d2 + A_s3\,f_y d3 + A_s4\,f_y d4}{A_g\,0.85\,f_c' + A_s1'\,f_y + A_s2'\,f_y + A_s3\,f_y + A_s4\,f_y} \qquad [9.31]$$

Donde:

A_g = Área de la sección bruta del concreto (bh)

Considérese una columna de refuerzo con área bruta de la sección transversal A_g de ancho b y un peralte total h que esta reforzada con un área total de acero Ast, el área neta de la sección transversal del concreto es:

$$A_g - A_{st} = A_g - A_{sr} - A_s$$

Donde:

A_{st} =Area del acero total a la armadura original

A_{sr} = Area del acero longitudinal de refuerzo

A_s = Area neta del acero original de falla

A_g = Area de la sección bruta del concreto

La historia de refuerzo en el concreto y el acero es la siguiente:

Al principio tanto el acero como el concreto tienen un comportamiento elástico, el acero llega a su resistencia de fluencia fy, y el concreto alcanza una resistencia máxima fc cuando su deformación unitaria es aproximadamente 0.002 a 0.003.

Teóricamente la carga máxima que puede tomar la columna se presenta cuando el esfuerzo de concreto alcanza f'c, sienbargo es posible conseguir incrementos mayores de carga, si se presenta endurecimiento de acero con niveles de deformación aproximada de 0. 003 de la deformación unitaria ε, por tanto se puede obtener la capacidad máxima de la carga axial para la columna sumando la contribución del concreto que es ($A_s f_y + A_{st} f_y$). La resistencia máxima que se puede obtener en las columnas reales se aproxima a 0.85 f'_c , luego se puede expresar a la capacidad nominal de carga axial Po como.

$$P_o = 0.85 f'_c (A_g - A_s - A_{sr}) + A_s f_y + A_{sr} f_y \qquad [9.32]$$

Donde:

Po = Capacidad nominal de la sección en compresión axial

f′c = Resistencia del cilindro del concreto

Ag = Area de la sección bruta del concreto

As = Area de la sección transversal de la columna de falla

Asr = Area total de las barras longitudinales de refuerzo

fy = Fluencia de acero (de falla y el nuevo)

9.16.2 Columna de falla ahogada en camisa de refuerzo

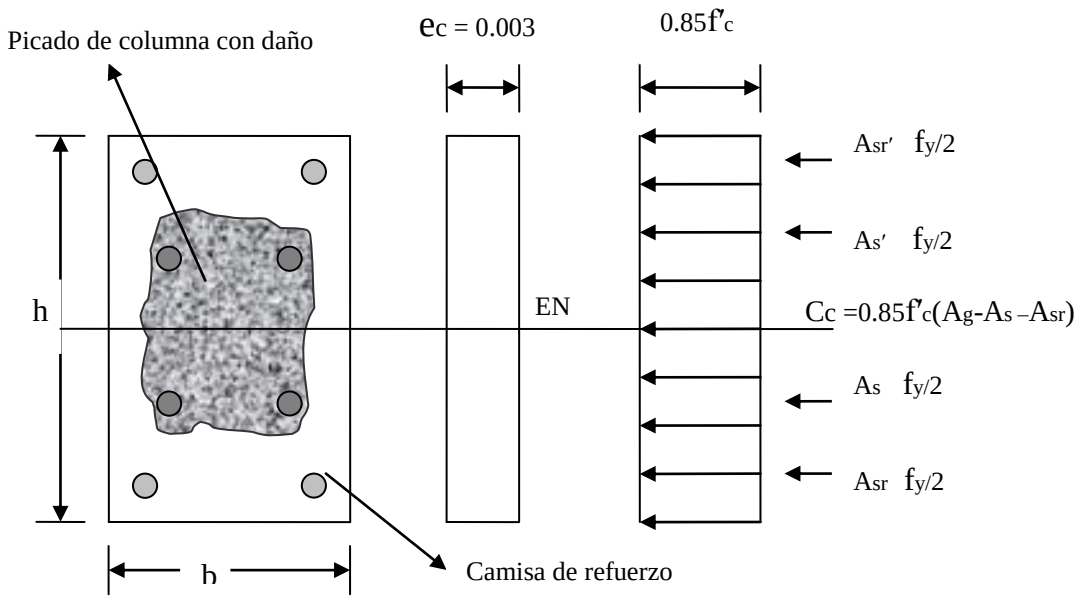


Fig. 9.21 *Geometría de la columna de diagrama esfuerzo y deformación*

Con el objeto de reducir los cálculos que se requieren para analizar y diseñar, con la excentricidad mínima, el reglamento del ACI especifica una reducción del 20% en la resistencia de carga axial para las columnas con estribos, aplicando estos factores, la capacidad máxima ultima de carga axial de las columnas, no se puede tomar mayor que:

9.16.3 Para las columnas compuestas de camisa de refuerzo con estribos de refuerzo

$$P_o(\max) = 0.8\left[0.85 f_c'(A_g - A_s - A_{sr}) + A_s f_y + A_{sr} f_y\right] \qquad [9.33]$$

9.17 COLUMNAS REFORZADAS COMPUESTAS DE CAMISA CARGADAS EXCÉNTRICAMENTE CARGA UNÍ AXIAL Y FLEXIÓN UNÍ AXIAL

Comportamiento de las columnas con cargas excéntricas, toman mismos principios relativos a la distribución de esfuerzos y el bloque equivalente de esfuerzo que se aplican tanto en las vigas como en las columnas. Como se ve el la figura 9.22 muestra la sección transversal de una columna compuesta de camisa, con las diagramas de distribución de las

deformaciones, los esfuerzos y las fuerzas Pn, actúa con una excentricidad e con respecto al centroide plástico (geométrico) de la sección, la profundidad del eje neutro determina principalmente la resistencia de la columna.

De la Fig 9.22 se pueden expresar las ecuaciones de equilibrio de las fuerzas y los momentos para las columnas como sigue.

$$P_n = C_c + C_{s1} + C_{s2} - T_{s3} - T_{s4} \qquad [9.34]$$

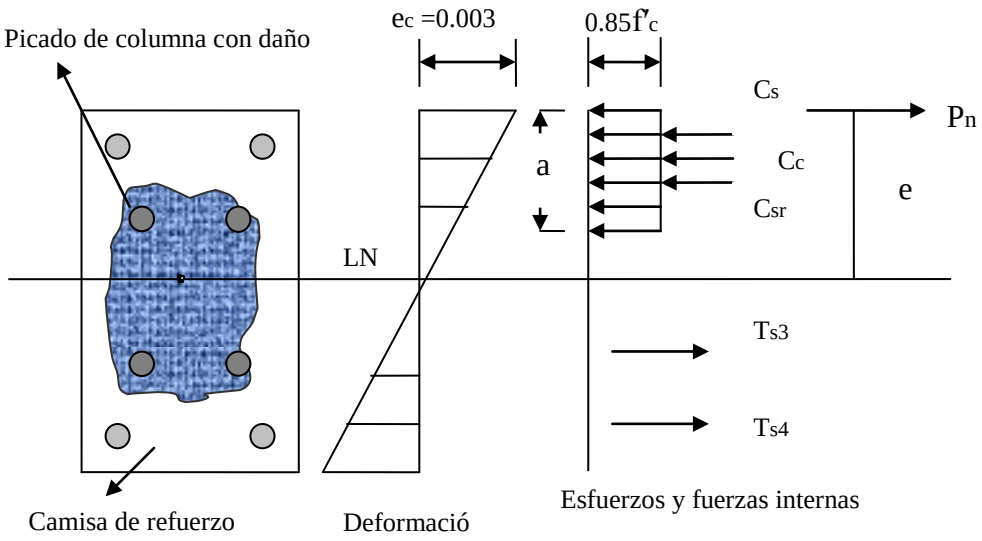


Fig. 9.22 *Esfuerzos y deformaciones en columnas reforzadas ahogadas*

Se puede obtener el momento nominal resistente, Mn, que es igual a Pn e, la ecuación de equilibrio de los momentos con respecto al centroide plástico es el mismo que el centroide geométrico, considerando lo anteriormente dicho se obtiene la siguiente formula.

$$M_n = P_n e = C_c(\bar{y} - a/2) + \left[C_{s1}(\bar{y} - d_1)\right] + \left[C_{s2}(\bar{y} - d_2)\right] + \left[T_{s3}(d_3 - \bar{y})\right] + \left[T_{s4}(d_4 - \bar{y})\right] \quad [9.35]$$

Donde:

C_c = Fuerza de reacción resultante de concreto en compresión

$C_{s\,1}$ = Fuerza resultante del acero de las barras de refuerzo en compresión

C_{s2} = Fuerza resultante del acero de las barras de la columna original de falla

Puesto que:

$$C_c = 0.85 f_c'(ba - A_{s1}' - A_{s2}') \quad [9.36]$$

$$C_{s1} = A_{s1}' f_{s1}' \qquad C_{s2} = A_{s2}' f_{s2}'$$

$$T_{S3} = A_{S3} f_{S3} \qquad T_{S4} = A_{S4} f_{S4}$$

De forma que la ecuación quede así:

$$P_n = 0.85 f_c'(ba - A_{s1}' - A_{s2}') + A_{s1}' f_{s1}' + A_{s2}' f_{s2}' - A_{s3} f_{s3} - A_{s4} f_{s4} \quad [9.37]$$

$$M_n = P_n e = 0.85 f_c'(ba - A_{s1}' - A_{s2}')(\bar{y} - a/2) + \left[A_{s1}' f_s'(\bar{y} - d_1)\right] + \left[A_{s2}' f_{s2}'(\bar{y} - d_2)\right] + \left[A_{s3} f_{s3}(d_3 - \bar{y})\right] + \left[A_{s4} f_{s4}(d_4 - \bar{y})\right] \quad [9.38]$$

Donde:

e = Excentricidad de la carga axial

M_n = Momento resistente nominal

P_n = Carga axial nominal

$$\bar{y} = \frac{h}{2}$$

a = Profundidad del bloque rectangular equivalente

Para poder simplificar el calculo se asume despreciable el volumen del concreto que desplazan las varillas de refuerzo A'_{s1}.

$$P_n = 0.85 f_c'(ba - A_{s2}') + A_{s1}' f_{s1}' + A_{s2}' f_{s2}' - A_{s3} f_{s3} - A_{s4} f_{s4} \quad [9.39]$$

$$M_n = P_n e = 0.85 f_c'(ba - A_{s1}' - A_{s2}')(\bar{y} - a/2) + \left[A_{s1}' f_s'(\bar{y} - d_1)\right] + \left[A_{s2}' f_{s2}'(\bar{y} - d_2)\right] + \left[A_{s3} f_{s3}(d_3 - \bar{y})\right] + \left[A_{s4} f_{s4}(d_4 - \bar{y})\right] \quad [9.40]$$

El refuerzo f′s alcanza el valor de fy cuando la falla se presenta por aplastamiento del concreto, si la falla se ocasiona por la fluencia del acero de tracción, se debe reemplazar a fs por fy dependiendo de cual de los aceros fluye primero, las barras de camisa de refuerzo o las barras originales de falla.

Cuando los esfuerzos son menores a fy, de los dos esfuerzos se puede calcular aplicando la formula siguiente.

$$f_s' = E_s \xi_s' = E_s \frac{0.003(c-d)}{c} \leq f_y \qquad [9.41]$$

$$f_s = E_s \xi_s = E_s \frac{0.003(d-c)}{c} \leq f_y \qquad [9.42]$$

Donde:

c = Profundidad del eje neutro

d = Altura efectiva de las barras de refuerzo en tracción

Es = Modulo de elasticidad del acero

f′s = Los refuerzos en los aceros de tracción

fs = Los refuerzos en los aceros a compresión

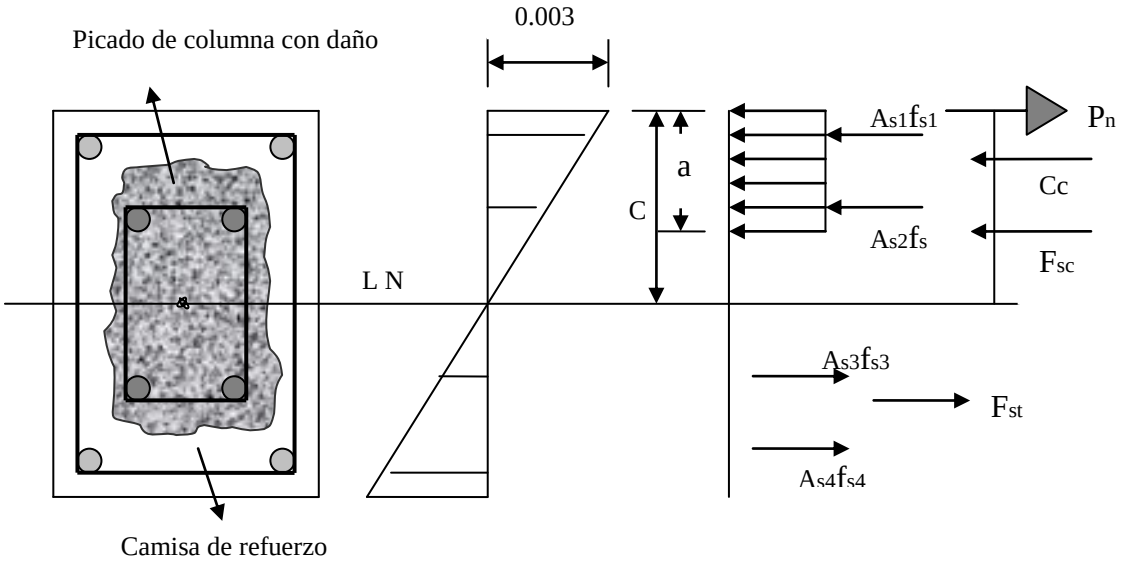


Fig.9.23 *Columna compuesta*

Donde:

F_{sc} = Fuerza resultante del acero en compresión

F_{st} = Fuerza resultante del acero en tracción

9.18 MODOS DE FALLA DEL MATERIAL EN LAS COLUMNAS COMPUESTAS DE CAMISA

Falla por tracción debido a la fluencia del acero en el lado a tracción
Falla por compresión por el aplastamiento inicial del concreto en el lado a compresión

La condición balanceada se presenta, cuando la falla se desarrolla simultáneamente en tracción y en compresión.

Si P_n es la carga axial y P_{nb} es la carga axial correspondiente a la falla balanceada, entonces:

$P_n < P_{nb}$ Falla por tracción

$P_n = P_{nb}$ Falla balanceada

$P_n > P_{nb}$ Falla por compresión

La situación anteriormente mencionada no se desarrolla en las columnas compuestas de manera tan clara y definida como lo hace en columnas de concreto reforzado común. Esto debido a que la falla en las columnas compuestas de camisa es mas dúctil por estar el refuerzo mas distribuido en la sección. Por lo tanto no cabe rigor en columnas compuestas de camisa hablar de falla balanceada como un punto exacto sino como un sector en el diagrama carga – momento.

9.18.1 Determinación del inicio de la falla balanceada en columnas compuestas de camisa

1. Fallan las barras de refuerzo y el concreto.

$$\frac{C'_b}{d} = \frac{0.003}{0.003 + \xi_{cb}} \qquad pero \xi_{cb} = \frac{f_y}{E_s} \qquad [9.43]$$

Remplazando.

$$\frac{C'_b}{d} = \frac{0.003}{0.003 + \frac{f}{E_s}} = \frac{0.003E_s}{0.003E_s + f_y} \qquad [9.44]$$

$$\frac{C'_b}{d} = \frac{6300}{6300 + f_y} \qquad [9.45]$$

9.19 REFUERZO DE COLUMNAS CON PERFILES METÁLICOS

9.19.1 Ventajas

- Rápido y un costo relativo
- La estructura puede entrar en carga casi inmediatamente a la ejecución del refuerzo

9.19.2 Inconvenientes

- La colaboración con la estructura es poco fiable
- Puede introducir sobre tensiones en otros elementos que antes estaban correctamente diseñados
- Es especialmente delicado la unión columna - viga

El refuerzo de columnas con perfiles metálicos es muy frecuente y relativo condición de que el refuerzo puede resistir la totalidad de la carga. Es interesante destacar el reforzamiento aplicado en las columnas a una falla por la acción de las dilataciones de la estructura ocasionadas por:

- Fenómenos sísmicos

- Fenómenos de vientos

Las cuales provocan Intensas vibraciones, creando una serie de incertidumbre en las estructuras donde las columnas sufren a flexo compresión intensa ocasionando la falla de refuerzo del hormigón que provoco como se ven la figura 9.24.

- Rotura o rompimiento del hormigón
- Pandeo del refuerzo de acero

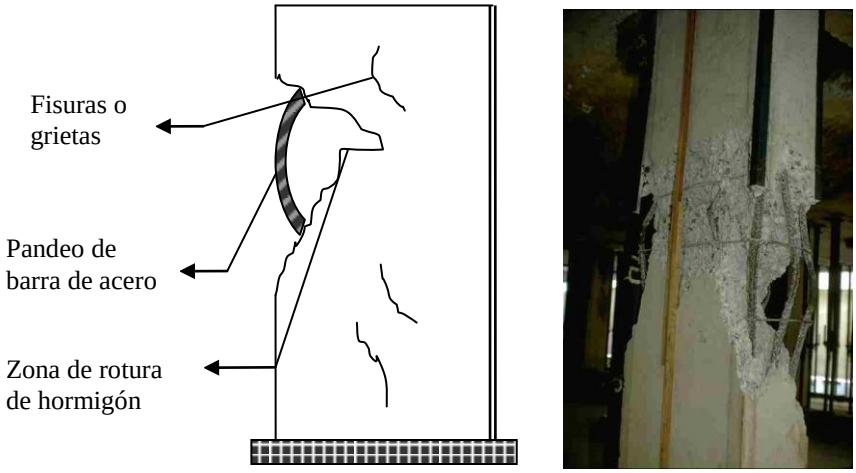


Fig. 9.24 *Falla por rotura de hormigón y pandeo de barra de acero de refuerzo*

Dada la gravedad de la columna, es preciso ordenar de inmediato:

- El realojamiento de los pisos superiores.
- Apuntalamiento urgente de la zona en conflicto.

Este desperfecto con gran probabilidad se debe a un efecto de flexión, producido por cargas excéntricas que originan flexo compresión a cargas normales que producen empujes laterales de pandeo.

Se decide realizar reforzamiento de camisa con planchas de acero que se unen por medio de angulares y soldadas en las esquinas como se aprecia.

El molde se realiza en dos piezas y se completa en el lugar, se dejan tubos para inyectar mortero rico expansivo.

De hecho la columna de falla queda enserada dentro de ese caja hecho de acero como se ve en la figura 9.26, capas de resistir las presiones que pudiera proporcionar la columna al reincorporarse.

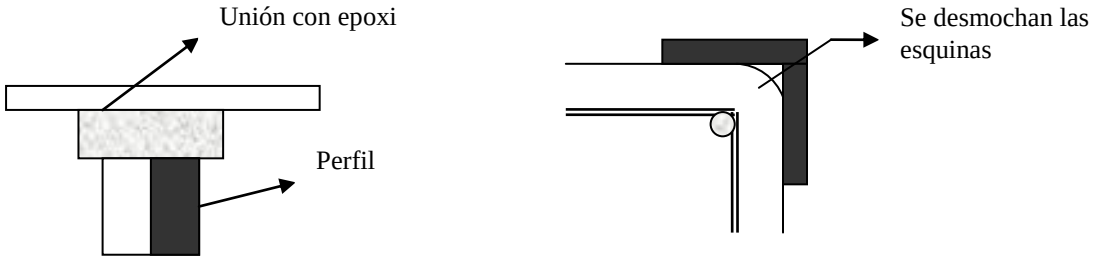


Fig.9.25 *Esquema de refuerzo con perfiles de acero*

- Se ejecutan y se colocan los capiteles
- Se encajan los angulares y se puntean con soldadura
- Se puntean con soldadura las pesillas
- Una vez presentado el conjunto se suelda completamente asegurándose de que no hay huelgos
- El refuerzo debe continuarse hasta cimentación. Cada tramo debe trasmitir sus cargas al siguiente por medio de chapas de continuidad (vigas de corte), o techos (vigas cruzadas).

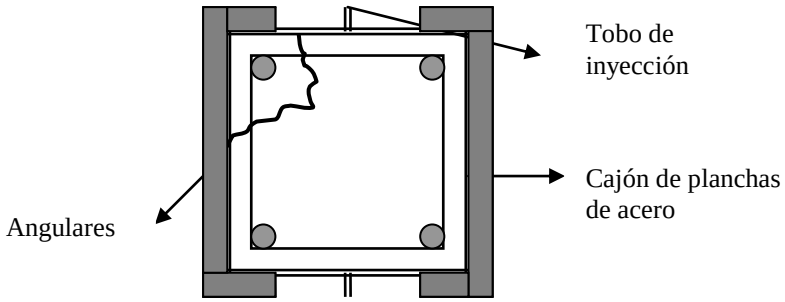


Fig.9.26 *Vista en planta de refuerzo a base de planchas y angulares de acero*

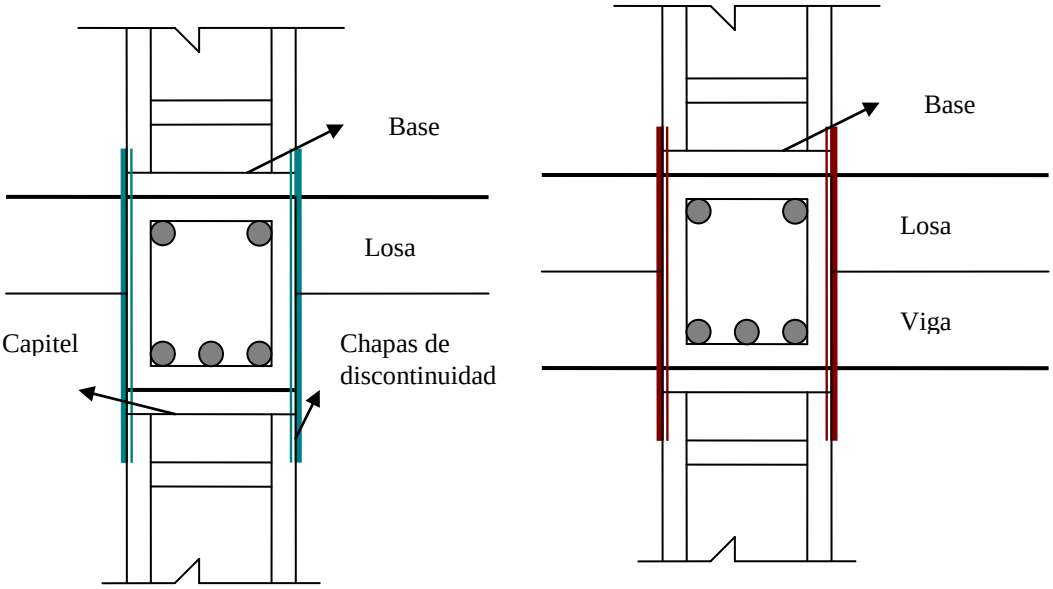


Fig.9.27 *Chapas de continuidad en vigas únicas y vigas cruzadas*

Las cargas pueden transmitirse por compresión del hormigón de las losas, de un tramo y un capitel del tramo inferior (casi inevitable en vigas planas), pero si se hace hay que comprobarlo cuidadosamente a compresión y/o a punzonamiento según los casos.

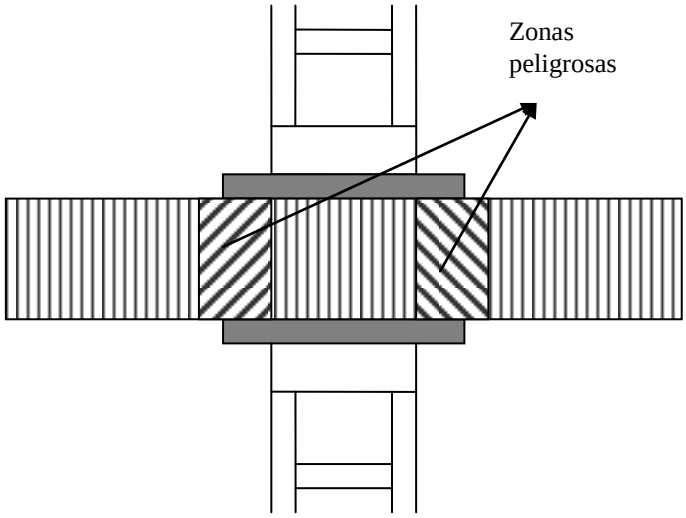
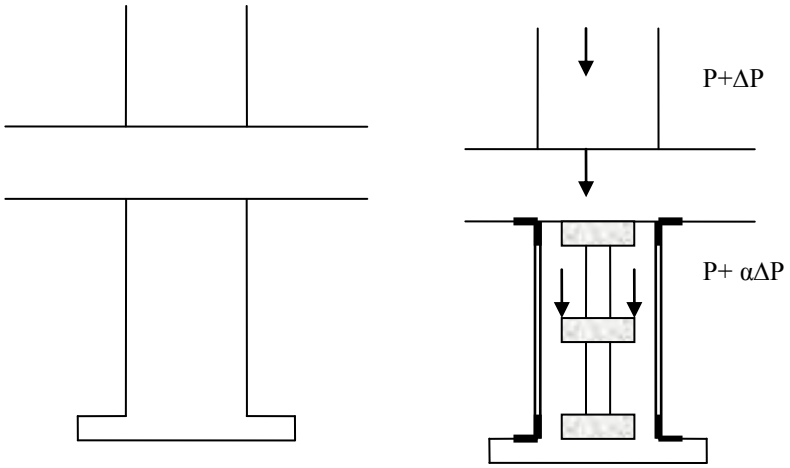


Fig.9.28 *Zonas de peligrosidad en una viga*

Conviene destacar la columna antes de reforzarlos, si se puede hay que calcular el refuerzo para que aguante la totalidad de la carga.



Columna inicial Columna reforzado aumenta carga

Fig.9.29 *Casos de columnas*

Columna inicial: Limite de carga P

- Nueva carga P + ΔP
- El incremento de la carga se repartirá entre la columna base y el refuerzo en forma no conocida: un cierto porcentaje de α se transmitirá a la columna y el resto al refuerzo.
- Las columnas pueden resistir pues P + α ΔP.
- Como hemos supuesto que solo puede resistir P, es posible que colapse, con lo que toda carga deberá ser soportada por el refuerzo.

En el momento de colocar el núcleo de hormigón, el refuerzo tiene que resistir toda la carga.

9.20 CALCULO DE LOS REFUERZOS

Se calculan en general a compresión centrada.

Hay que considerar en el cálculo:

- Pandeo de las columnas en su conjunto

- Pandeo de cada uno de los angulares

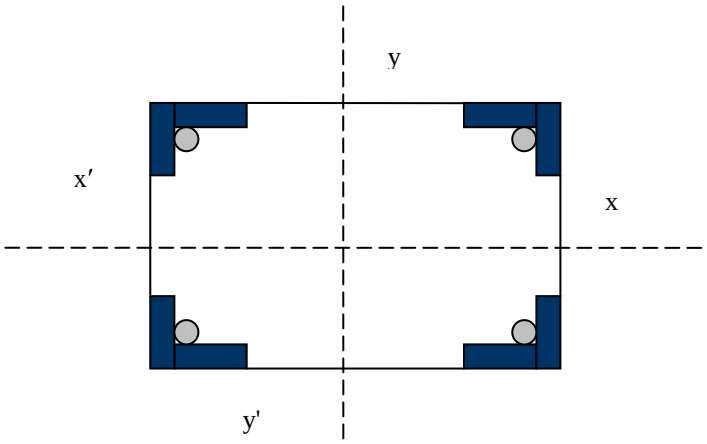


Fig. 9.30 *Vista en planta de refuerzo a base de planchas y angulares de acero*

$$\lambda = \frac{I_k}{i} \qquad [9.46]$$

$$\lambda_1 = \sqrt{\left(\frac{I_k}{i}\right)^2 + \frac{m}{2}\left(\frac{I1}{i1}\right)^2} \qquad [9.47]$$

m = 2

Si se puede suele ser ventajoso que λ = λi lo que permite calcular la separación optima de presillas I1.

λ máximo ⟶ w ⟶ $\frac{Nw}{A} \le \sigma_u$

λ1

Presillas $Ti = \frac{A\sigma_u}{80}\eta....siendo..\eta = \frac{s}{20i1} \le 1$ [9.48]

$$T_p = \frac{TiI1}{ns} \qquad [9.49]$$

$$M_p = \frac{TiI1}{2n} \qquad [9.50]$$

n = 2

$$\frac{6M_p}{eh^2} \leq \sigma_u$$ Fijado e se calcula h

9.21 ESTUDIO EXPERIMENTAL DE LA EFICACIA DE REFUERZOS EN COLUMNAS

9.21.1 Ensayo de laboratorio

Aplicación de modelo de columna con las siguientes especificaciones:

Columnas: 25 * 25 cm. 4Ø 10 cercos Ø 4.5 cada 15 cm.

$f'_c = 180 kg/cm^2$

$f_y = 2400 kg/cm^2$

Refuerzo con hormigón

e = 5 cm. 4Ø 10

Cercos Ø6 cada 15 cm.

Refuerzo con angulares metálicos

4L 55.55.6

Presillas con separación 40 cm.

Retocado de bases y capiteles con mortero de cemento

Condición de columna	Columna con y sin refuerzo (Kg.)						
	1	2	3	4	5	6	Media
Sin refuerzo I	86.044	87.418	87.143	78.071	74.223	80.270	82.195
Con refuerzo de hormigón II	150.650	147.250	132.670	132.670	144.070	132.05	141.227
Con refuerzo de acero III	143.350	132.0.50	124.450	105.450	126.975	106.72	125.499
Relación II/I	1.44	1.68	1.52	1.70	1.94	1.64	1.72
Relación III/I	1.70	1.50	1.43	1.35	1.71	1.33	1.50

Tabla 9.6 *Condición de refuerzo de columna*

Tipo de relación	Relaciones de resistencia entre las columnas ensayadas y el teórico serie numero							
	1	2	3	4	5	6	Media	V C
Sin refuerzo 108.740	0.97	0.80	0.80	0.72	0.68	0.74	0.76	0.66
Con refuerzo de hormigón 108.740	1.46	1.35	1.22	1.32	1.22	1.21	1.30	1.10
Con refuerzo de acero 108.740	1.34	1.21	1.14	0.97	1.17	0.98	1.14	0.86

Tabla 9.7 *Condición de relación de resistencia*

9.22 APLICACIONES EN VIGA

9.23 TRAZADO DE UN ESQUEMA DE (TEMPERATURA – RESISTENCIA TÉRMICA) DE LAS VIGAS

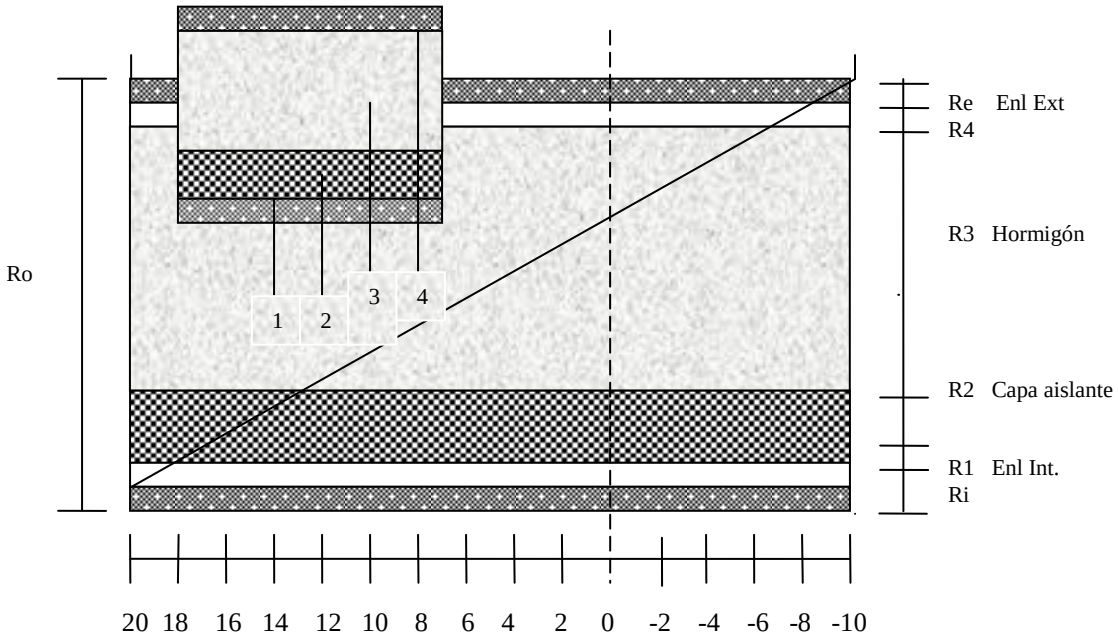


Fig. 9.31 *Trazado de un esquema de temperaturas como ordenada se tomaron de abajo asía arriba Ri, R1, R2, R3……etc., y Re. La curva de temperaturas esta trazada rectilínea y en cada sección trasversal de la temperatura del material dentro de la hipótesis de curso estacionario del calo a través del material*

9.24 DILATACIÓN TÉRMICA

El cálculo de las dilataciones térmicas nos demuestran claramente la necesidad de la existencia de juntas de dilatación inevitables y su importancia es grande en las vigas.

9.24.1 Esquema de temperaturas

Queremos calcular las dilataciones de una viga.

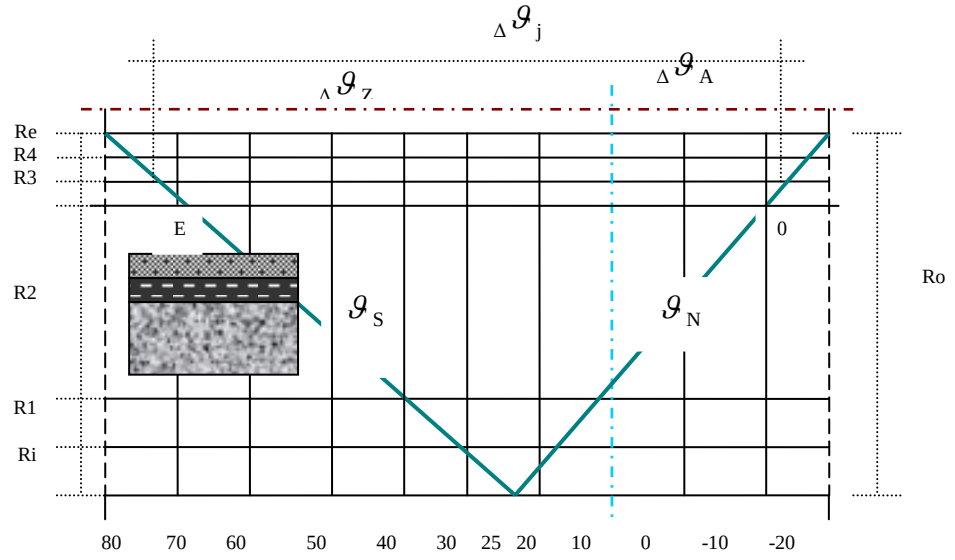


Fig.9.32 *Esquema de las temperaturas anuales de una cubierta maciza con capa aislante y piso De hormigón Capa 1 Techo Capa 2 Aislante Capa 3 Hormigón*

La viga se calienta en verano por la parte superior debido a la radiación solar hasta 80°C, esta temperatura se toma como si fuera del aire, sienbargo en invierno esta se enfriaría hasta -20°C.

9.24.2 Influencia física de la temperatura

Las vigas están sometidas no solo a cambios notables de temperatura anual sino también diaria, e incluso por horas. Es importante conocer los cambios de temperatura, pues de ello dependen los cambios de longitud, en juntas y uniones.

Debido a la radiación solar se producen unos cambios importantísimos de temperatura.

Una lluvia después de una fuerte insolación representa un cambio tan brusco de temperatura que es una verdadera prueba para su resistencia a la rotura.

Debido al fuerte enfriamiento a cusa del viento en un calculo riguroso de cargas se deberían considerar temperaturas mas baja para las vigas que para las columnas, debido a la mayor exposición.

Las temperaturas que se dan en el interior y exterior de vigas dependen de:

- Situación geográfica y altura
- Temperatura del aire exterior y radiación solar
- Características de los vientos
- Naturaleza del ambiente interior asía la viga
- Estructura de la superficie de la viga, calor capacidad de reflexión y de absorción
- Inercia térmica de la viga
- Construcción de la viga

El mejor análisis de comportamiento térmico de una viga nos da las temperaturas, y vemos tres factores, transmisión térmica, resistencia a la variación diaria de temperaturas, los cambios de fase que señalan máximas y mínimas de temperaturas.

9.24.3 Juntas de dilatación su amplitud

Si la viga tiene una longitud L, la medida del aumento de longitud desde el montaje hasta el verano es:

$$\Delta l = L\Delta\vartheta_Z \alpha_t (mm) \qquad [9.51]$$

Donde:

L = Longitud de la viga

$\Delta\vartheta_Z$ = Aumento de temperatura en el centro (°C)

α_t = Coeficiente de dilatación del material (mm/mgrd)

Valores de la tabla IX del anexo

Hay que distinguir entre juntas con o sin material de relleno cuando hay que llenar las juntas con una masilla o con un aislantes compresibles, solo se puede considerar la mitad de su anchura f, la longitud L, y la separación de las juntas se calcula con.

$$L = \frac{fo}{\Delta\vartheta_Z \alpha_t}(m) \qquad [9.52]$$

9.24.4 Calculo de dilatación térmica

Cuando la temperatura de un elemento, cambia generalmente, varia la separación media de sus moléculas.

Un cambio en una de las dimensiones se llama dilatación lineal.

El coeficiente de dilatación lineal (α)

$$\alpha = \frac{1}{l}\frac{\Delta l}{\Delta T} \qquad [9.53]$$

Donde:

l = Longitud de la temperatura o longitud de altura a que se encuentra el elemento desde el suelo

α = Depende de T

Para cambios de l:

9.24.5 Para los sólidos

Todas las dimensiones lineales cambian con la misma intensidad por lo que podemos apreciar los cambios de área ΔA por:

$$\Delta A = 2\ \alpha\ A\ \Delta T \qquad [9.54]$$

Y el cambio de volumen Δv por:

$$\Delta v = 3\ \alpha\ V \Delta T \qquad [9.55]$$

9.24.6 Clasificación de las juntas de dilatación

Apenas se ha logrado la importancia en las construcciones por lo que hay que distinguir:

1.- Juntas de movimiento

Juntas en las obras o en los elementos que producen soluciones de continuidad y sirven para compensar las deformaciones y movimientos y para evitar la deformación de las grietas o fisuras y daños que de ellas se derivan.

2.- Juntas de dilatación

Son juntas de movimiento destinadas a compensar las variaciones de longitud a consecuencia de la influencia de la temperatura de la retracción o de la fluencia.

3.- Juntas de asiento

Juntas de movimiento para compensar diferencias de asiento.

4.- Juntas de presión

Delgadas capas de separación

5.- Juntas intermedias

Para elementos constructivos, especialmente peligrosas, se disponen juntas de movimiento adicionales entre las anteriores juntas, por ejemplo en hormigón en voladizo que tienen que disponerse más estrictamente y más subdivididas que las mismas vigas.

9.24.7 Distancias entre las juntas

El calculo individual de las distancias entre las juntas, se calculan según las formulas empíricas.

Cuando las juntas en las vigas no exceden de los *20 mm* de anchura, por lo que las distancias o separaciones entre dichas juntas se eligen como sigue:

vigas calientes hasta *24 m*
vigas frías hasta *12 m*

9.24.8 Anchura de las juntas

Datos exactos a cerca de la anchura de las juntas, apenas se pueden dar de antemano. Para lograrlo tendría que ser conocida la *temperatura de montaje* si las temperaturas son bajas tienen que disponerse juntas mas anchas, si el tiempo es caluroso mas estrechas.

La anchura necesaria para las juntas puede ser calculada individualmente por medio de las formulas.

$$f = L.\Delta\vartheta_z.\alpha_t + F\ddot{u} \quad \text{(mm)} \qquad [9.56]$$

Donde:

f = La anchura de la junta (mm)

L = La distancia entre las juntas (m)

α_t = El coeficiente de dilatación del materia calculado (mm/m°C)

$\Delta\vartheta_z$ = Diferencia entre la temperatura de montaje t_v y la temperatura máxima (°C) Que puede existir en el curso del año.

$F\ddot{u}$ = Espesor mínimo del material de relleno de la junta cundo se allá bajo la Máxima presión de conjunto (mm).

Obra	distancias entre las juntas (m)	Anchura mínima de las juntas (mm)	
		Con relleno	Sin relleno
Viga	12	20	10
Sin protección térmica	18	20	10
Con protección térmica	24	20	10
Hormigón armado	6	10	5
Pavimento de hormigón	3	10	5

Una vez calculada esa anchura, todavía hay que tener encuenta, como ya se ha dicho en que época del año se ha construido la junta.

Los procesos de retracción en las partes hechas con hormigón in situ, así como las ulteriores contracciones de las piezas prefabricadas aumentan todavía entre los miembros de las contracciones, la retracción tiene un valor de.

- 0.2 a 0.5 mm/m Para el hormigón pesado compacto
- 0.5 a 0.8 mm/m Para el hormigón vertido in situ
- 0.8 a 1.0 mm/m Para el mortero de cemento y mortero moldeado de relleno
- 0.3 a 0.5 mm/m Para la contracción del hormigón ligero

Se conserva siempre un margen de seguridad si se desprecia el valor de la retracción cuyo cálculo viene a veces afectado por algunos factores de incertidumbre.

9.25 CONTROL DE DIFUSIÓN DE VAPOR DE AGUA

9.25.1 Criterios técnicos de la difusión

En los cálculos de la difusión los tres siguientes criterios:

1. *Criterio del balance anual de humedad*

La cantidad de humedad (g_t) tiene que ser mayor a la cantidad de humedad reunida durante el periodo de condensación (g_z).

$$g_t \rangle g_z$$

2. *Criterio de contenido máximo de humedad*

El contenido máximo de humedad a causa de la difusión de vapor de agua del material afectado por la condensación (w_{max}), no debe rebasar un valor normalizado, el aumento de humedad a consecuencia de la difusión de vapor (w_z), equibale como máximo a la diferencia entre w y el contenido de humedad duradera real (w_r), ósea.

$$w_z \leq w_{\max} - w_r \qquad (\%)$$

3. *Criterio de la ausencia de la condensación*

En la capa del material en cuestión puede no formarse agua de condensación a causa de la temperatura invernal o sea.

$$g_z \leq 0$$

Este último caso debe tenerse en cuenta solo en caso de material muy sensible a la humedad.

9.25.2 Procedimientos de cálculo

Es practico utilizar formulas de difusión que dan resistencia a la difusión por el lado de mayor presión, también la resistencia especifica τ o la resistencia parcial de la difusión r, hay que observar que.

$$r = d\,\mu \qquad y \qquad \tau = d\,\mu\ N \qquad [9.57]$$

1.- *Para el primer criterio (balance anual de humedad)*

$$r' = \left[\frac{\Delta p_i \xi - \Delta p}{\Delta p_e \xi + \Delta p} \right] r'' \qquad [9.58]$$

2.- *Para el segundo criterio (contenido máximo de humedad)*

$$r' = \frac{24 T_z \Delta p_i r'' 100}{\rho_o dw_{adm} r'' N + \Delta p_e 24 T_z 100} \qquad [9.59]$$

3.- *Para el tercer criterio (ausencia de la condensación)*

$$r' = \frac{\Delta p_i}{\Delta p_e} r'' 1.10 \qquad [9.60]$$

Donde:

μ= Factor de resistencia a la difusión

r = Resistencia parcial a la difusión

$\Delta p = p_r - p_i = p_r - p_e$ Cambio de presión de vapor (Trr)

$\xi = T_z / T_l$

$\Delta p_i = p_i - p_r$

$\Delta p_e = p_r - p_e$

$N = 1.2.10^4$ como valor normal

9.26 SOLUCIONES EN VIGAS

9.26.1 Formación sistemática de fisuras

$$A_s f_s > A_c f_c \qquad [9.61]$$

Donde:

f_c = Es la resistencia en tracción del hormigón. Donde aparecerá una primera fisura, trasversal a la pieza, en la sección de menor resistencia.

Donde la cuantía geométrica:

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} \qquad [9.62]$$

La condision de fisurasión sistemática es:

$$\rho \geq \frac{f_c}{f_s} \qquad [9.63]$$

9.26.2 Aparición sucesiva de fisuras

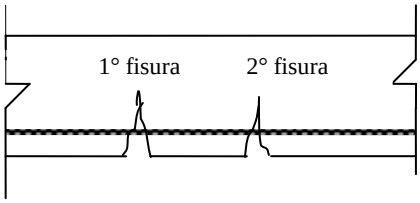


Fig 9.33 *Formación de fisuras*

Una vez alcanzado el esquema estable de fisurasión, las fisuras progresan en anchura a medida que aumenta la carga:

$$w_m = s_m(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \qquad [9.64]$$

Donde:

s_m = Distancia media entre fisuras

ε_{sm} = Alargamiento medio del acero

ε_{cm} = Alargamiento medio del hormigón

9.26. 3 Esquema de inyección de las fisuras

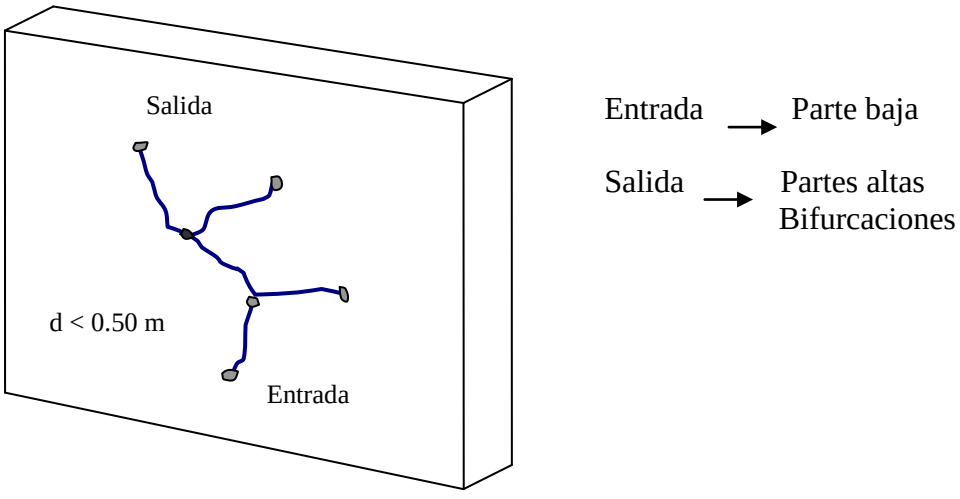


Fig.9.34 *Esquema de inyección de las fisuras*

Es necesario tapar la superficie de la fisura antes de inyectar y colocar las boquillas de inyección.

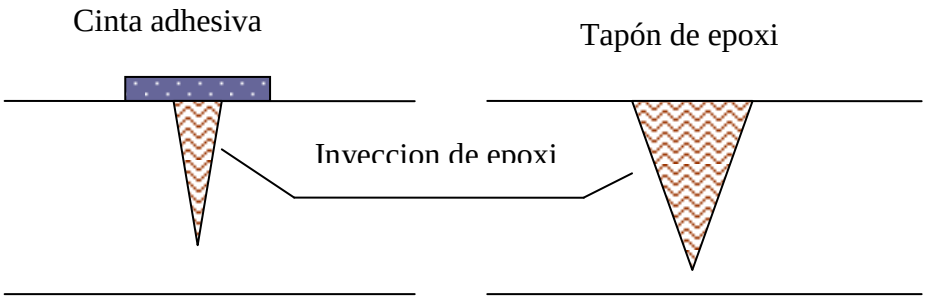


Fig.9.35 *Técnicas de tratamiento de las fisuras*

Cinta adhesiva → Grietas estrechas
Hormigón sano

Sellado con epoxi → Grietas mayores
Hormigón algo deteriorado

Se inicia la inyección por el punto mas bajo hasta que rebose por el siguiente.

Se tapa la baquilla inferior.

Se continúa la inyección desde la boquilla que ha rebosado.

Se repite el proceso hasta que toda la fisura este completamente inyectado

9.26.4 Comportamiento de la epoxi

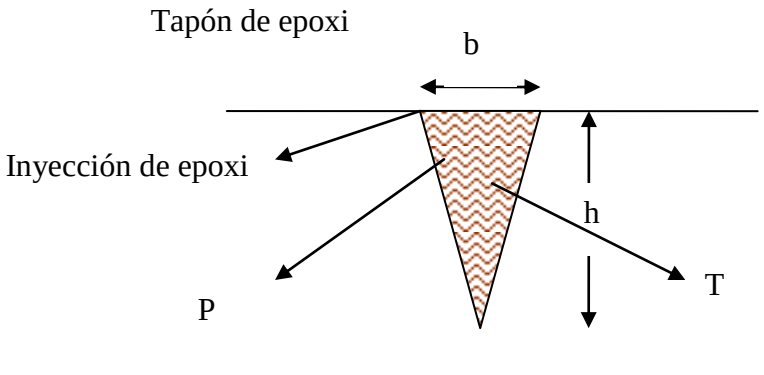


Fig.9.36 *Comportamiento de la epoxi*

T = Tensión de adherencia en la resina epoxi

$$T = P\ W\ c\ h \qquad [9.65]$$

p = Presión por unidad de ancho

h = Altura de la unión

$$W = \sqrt{c\frac{1}{E_i t_i}} \qquad [9.66]$$

E_1 = Modulo de elasticidad del hormigón

t_1 = Espesor de hormigón

c =G/d

G = Modulo trasversal de la epoxi

d = Espesor de la epoxi en la boca

9.26.5 En hormigones poco sanos

- Apertura de grietas
- Limpieza
- Sellado con mortero de epoxi o inyección

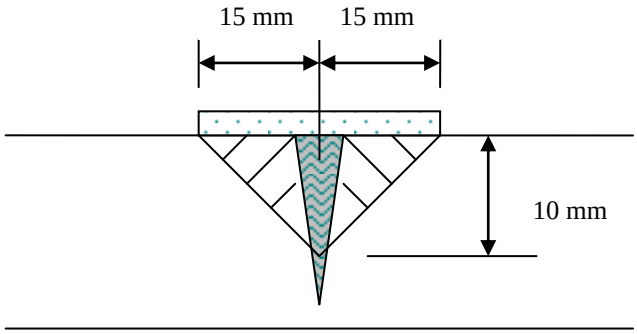


Fig. 9.37 *Apertura de grietas y sellado*

9.26.6 Presiones de inyección

a > 0.6 mm	p < 1 Kp/cm^2 = 0.1 N/ mm^2
a < 0.1 mm	p > 6 – 7 Kp/cm^2 = 0.6 – 0.7 N/mm^2

9.26.7 Boquillas de inyección

Entre 5 y 10 mm de diámetro

9.26.8 Otras técnicas de reparación de fisuras

9.26.8.1 Método por Cicatrización

Es un proceso que se produce espontáneamente en grietas muertas, saturados de agua que no circulan.

Se produce por carbonatacion del O Ca y de $(OH)_2$ Ca del cemento por la acción del CO_2 del aire y del agua.

Se forman cristales de CO_3 Ca que sierran las fisuras, dura unos 90 días y el hormigón tiene que estar totalmente saturado de agua.

9.26.8.2 Método por Ocratisado

Se emplea para fisuras estrechas a < 0.2 mm.

Se introduce F_4 Si gaseoso por las fisuras y a presión.

$$\mathbf{2(OH)_2\ Ca + F_4\ Si \longrightarrow 2F_2\ Ca + (OH)_4\ Si}$$

También puede conseguirse un vidrio limpio (Fluosilicato de sodio y potasio).

Se aplica con pincel y penetra por capilaridad, reacciona con la cal y da Fluosilicato clásico que tapa la fisura de dentro hacia fuera.

9.26.8.3 Método por Grapado de las fisuras

- Tratar de cocer la fisura por medio de barras que se colocan en ranuras practicadas normalmente a las fisuras
- Esta solución en la practica no resulta efectiva
- La fisura puede volver a surgir
- Aparecen fisuras normales en los sitios que se coloco el refuerzo
- El mortero se retrae y se pierde efectividad en la unión de la barra de la pared
- Las barras se corroen y expulsan el mortero
- Se debe considerar para que este tipo de reparación pueda ser efectiva es preciso utilizar aditivos en el mortero que afirma ser retracción y mas bien lo hagan expansivo y incremente su adherencia

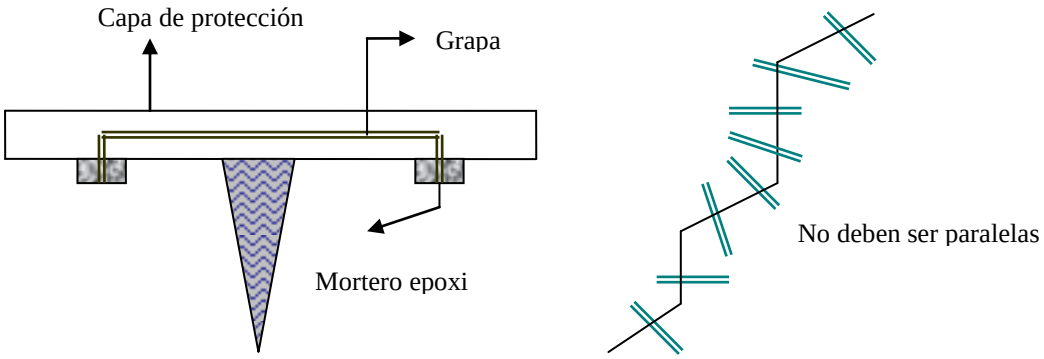


Fig.9.38 *Método de grapado de las fisuras*

De inicio es preciso señalar que con gran frecuencia lo que aparéese una viga estructural de carga.

Cuando el elemento de este tipo pierde el recubrimiento y el refuerzo aparece corroído, su peligrosidad es prácticamente nula desde el punto de vista estructural, en estos casos se puede procederlos a repararlos:

- Sin necesidad de realizar reforzamiento.
- Para ello se demuele todo el hormigón suelto usando una maceta y abecés utilizando un cincel.
- Se limpia el refuerzo eliminando el oxido y las escamas.
- Si se considera conveniente se puede dorsar una nueva barra que se suelda a la existente en barios puntos por medio de cordones de unos 10 cm. de largo.
- Por ultimo para recuperar la forma original del elemento puede usarse un mortero epoxico a dorsar una malla o tela metálica sobre la cual se coloca un mortero de cemento.
- Por regla general el desperfecto se ase mas notable en vigas exteriores Tanto que el recubrimiento se ha caído en parte dejando visible el refuerzo, como si solo se aprecia el agrietamiento longitudinal como paso previo se procede a;
- Demoler todo el hormigón suelto por medio de una maceta, con lo cual se puede notar y tumbar, la zona donde al golpear no se produce el sonido seco de un elemento.
- Una vez que se ha quitado todo el hormigón suelto queda visible el refuerzo.
- Se analiza el estado de corrección del acero y si se considera que el mismo no ha perdido una magnitud apreciable de sección no más de 10 a 15 %.
- Lo cual nos indica que la reparación es simple consiste en
- Limpiar bien el refuerzo eliminado todos los factores perjudiciales utilizando un cepillo de alambre.
- Inmediatamente se debe aplicar con mortero epoxico y aditivo especial que aumente la adherencia.
- O usar una malla o tela metálica que se fije al refuerzo por amarres o soldadura y sobre la cual se coloca el mortero de cemento.

9.27 PROCESOS DE REPARACIÓN DE COQUERAS Y OQUEDADES

Se procede a ejecutar reparaciones diferenciales.

9.27.1 Reparaciones superficiales

Son aquellos que no afectan a la resistencia de la estructura.

- Limpieza y saneado de la superficie.
- Aplicación de mortero de cemento.

9.27.2 Reparaciones medias

Afectan ligeramente al comportamiento estructural y son de dimensiones más importantes.

- Limpieza y saneado de la superficie.
- Pintando la superficie con epoxi.
- Relleno con hormigón de resistencia superior en 5 N/ mm^2 al hormigón de base.

9.27.3 Reparaciones de importancia

Afectan a la resistencia del elemento, no puede utilizarse el sistema anterior por que el hormigón nuevo no entraría en carga al retraerse.

- Limpieza y saneado de la superficie.
- Pintado de la superficie con epoxi.
- Llenado con hormigón de epoxi (retracción despreciable), de hormigón expansivo de resistencia superior en 5 N/ mm^2 al hormigón de base.

9.27.4 Reparaciones complejas

9.27.4.1 Primer paso

Lo primero que se debe realizar es, tumbar todo el material suelto, agrietado, o aquel que suene hueco al ser golpeado con una maceta.

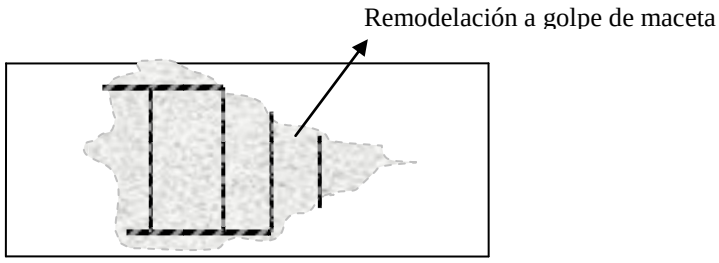


Fig. 9.39 *Remodelación a golpe de maceta para su reparación*

9.27.4.2 Segundo paso

Unas ves golpeadas adecuadamente, el siguiente paso consiste en limpiar las barras de acero con cepillo de alambre eliminando todas las escamas y otros desperfectos que se pueden crear en el acero de refuerzo.

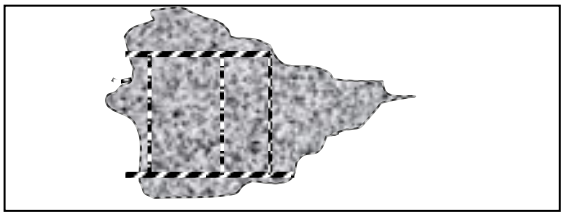


Fig.9.40 *Vista del acero limpio*

9.27.4.3 Torcer paso

Una vez limpias las barras de acero, el siguiente paso consiste en aplicar una lechada de cemento para evitar que el acero vuelva a tomar algún agente externo.

9.27.4.4 Cuarto paso

Por ultimo restaurar de forma original con mortero epoxico o colocar una malla, que se fije al refuerzo, sobre la cual se vierte mortero de cemento, con algún aditivo adherente, o se emplea hormigón de gravilla si la magnitud del daño lo amerita.

Debe hacerse resaltar que para realizar cualquiera de estas reparaciones lo primero que se debe hacerse es previamente descargar por completo la viga.

9.28 APLICACIÓN DE REFUERZO EN LAS VIGAS DE HORMIGON ARMADO

Img 9.5 *Falla de la viga*

9.28.1 Aplicación de refuerzo

- Si los daños de la viga son de tal magnitud que se considera que la misma en condiciones potencialmente criticas será necesario proceder al reforzamiento estructural
- Se requiere para reforzar, apuntalar y así descargar la viga y luego realizar el reforzamiento por medio de una nueva viga colocando por debajo y en contacto con la dañada de forma semejante.
- La solución que se ha utilizado con gran frecuencia consiste en construir una nueva viga de hormigon armado por debajo y en contacto con la existente, proyectado para soportar la sobrecarga de uso y parte de la carga permanente, que en realidad esta siendo resistida por la viga con daño..
- Esta nueva viga no solo tiene la función de resistir, sino que al propio tiempo servirá de elemento protector del refuerzo de la viga existente.
- Para lo cual se dan los siguientes:

9.28.2 Reglamentaciones de acero de refuerzo

1.El refuerzo horizontal puede consistir de:

Ø (12 mm)

Ø (16 mm)

2. *Los cercos o estribos pueden ser barras de:*

Ø 10

10 mm o > 10 mm

3. *El espesor de la camisa debe ser:*

8 a 10 cm. como mínimo

20 a 25 cm. como máximo

El tamaño mínimo de espesor se considera con el fin de permitir la colocación de un hormigón de gravilla. Esta aplicación es valida para cualquier sección de viga , además de su armado original, sin importar cuan tamaño y de ancha de la barra original haya sido.

9.29 APLICACIÓN DE REFUERZO DE SOLUCIÓN

9.29.1 Vigas de hormigón armado con falla profunda interior de hormigón con tratamiento de golpe de maceta para su reforzamiento.

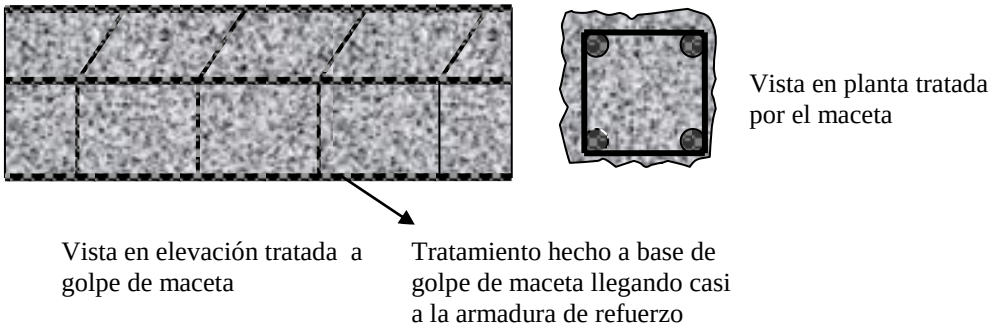


Fig. 9.41 *Tratamiento a golpe de maceta para su reforzamiento*

Img 9.6 *Picado de la viga*

9.30 REFUERZO EN VIGAS

9.30.1 Por recrecido del canto de viga suplementando la armadura que se precisa

9.30.1.1 Problema que se presentan

- Normalmente no sea posible descargar totalmente la viga, con lo que la armadura existente estará sometido a tensión. Cuando se construye el refuerzo de la nueva armadura esta descargada, por lo que al entrar en carga la antigua armadura tendrá que soportar las tensiones anteriores más los que se producen del nuevo estado de equilibrio.
- Normalmente no se plantea ningún tipo de problemas, pero en todo caso debe ser comprobado.

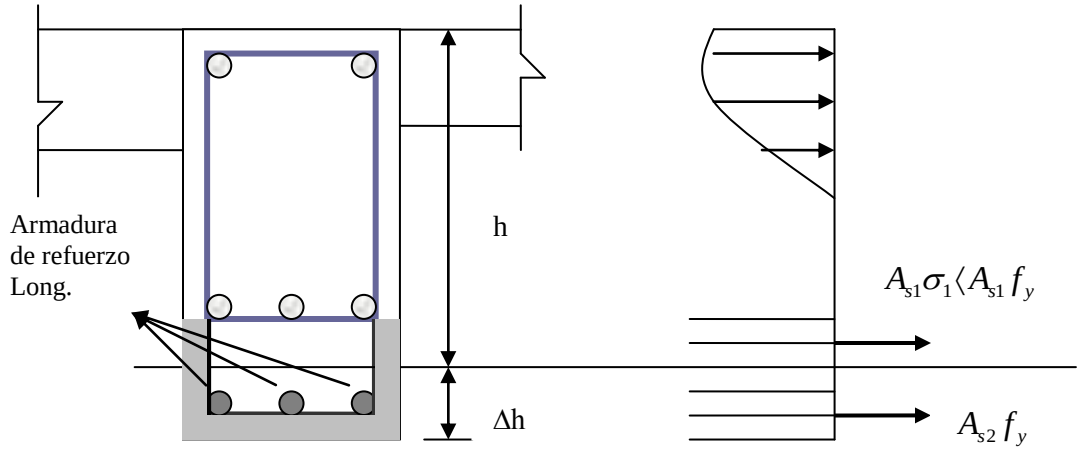


Fig. 9.42 *El sistema constructivo será*:

- Descargar la capa inferior de la viga de hormigón
- Colocar unos nuevos estribos que sean capaces de absorber los esfuerzos de desgarramiento entre el hormigón antiguo y el hormigón nuevo.
- Hacer una buena unión entre hormigones, con un epoxi
- Colocar las armaduras longitudinales y hormigonar

- En general la armadura antigua no puede alcanzar su límite, la armadura nueva se calcula para el momento total.

9.30.2 Por colocación de nueva armadura sin recrecido del canto de la viga

Existe una ejecución muy cuidadosa

La armadura antigua puede trabajar hasta su límite elástico

Comprobación muy detallada de sus tensiones

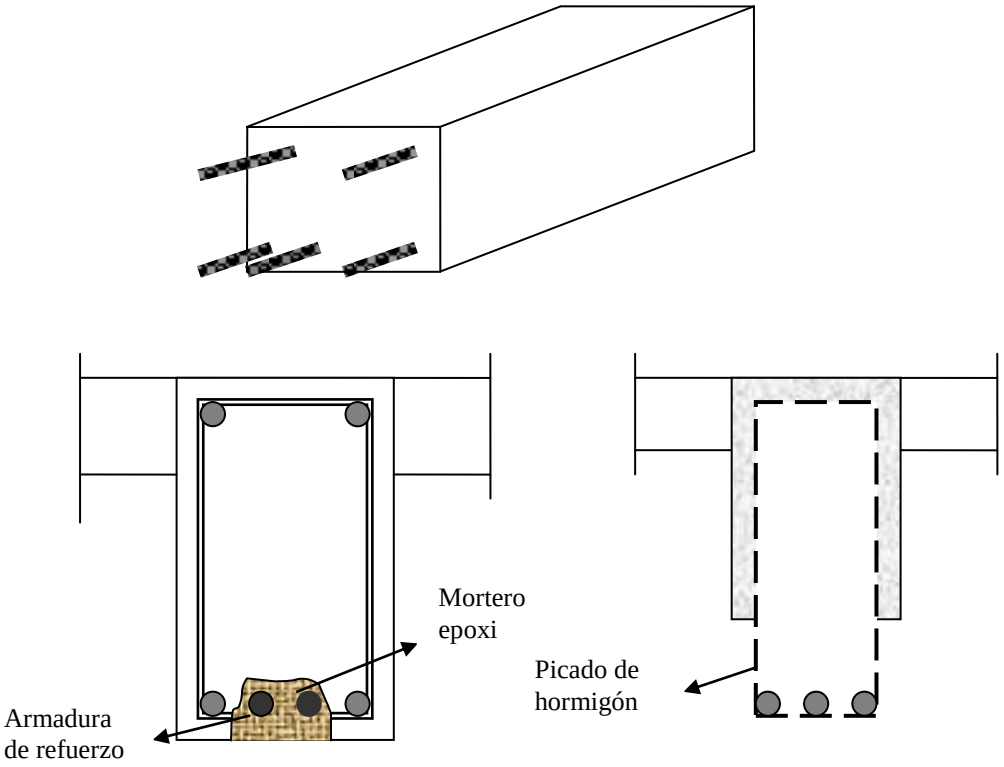


Fig. 9.43 *Armadura sin recrecida de cantote de viga*

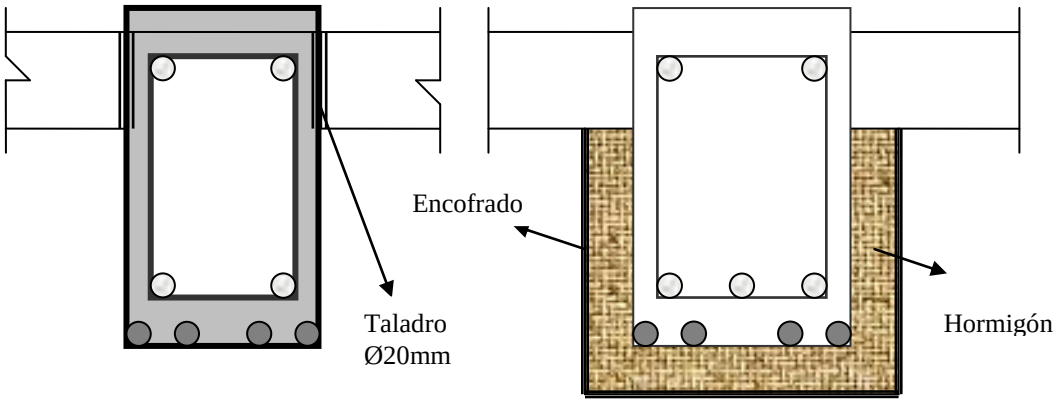


Fig. 9.44 *Armadura con recrecido de canto de viga*

9.30.3 Calculo de refuerzo en vigas

El esquema de cálculo de una sección con la armadura inicial y la de refuerzo según el dominio es posible que la armadura inicial no se deforme lo suficiente para alcanzar su límite elástico.

Es recomendable utilizar el esquema rectangular:

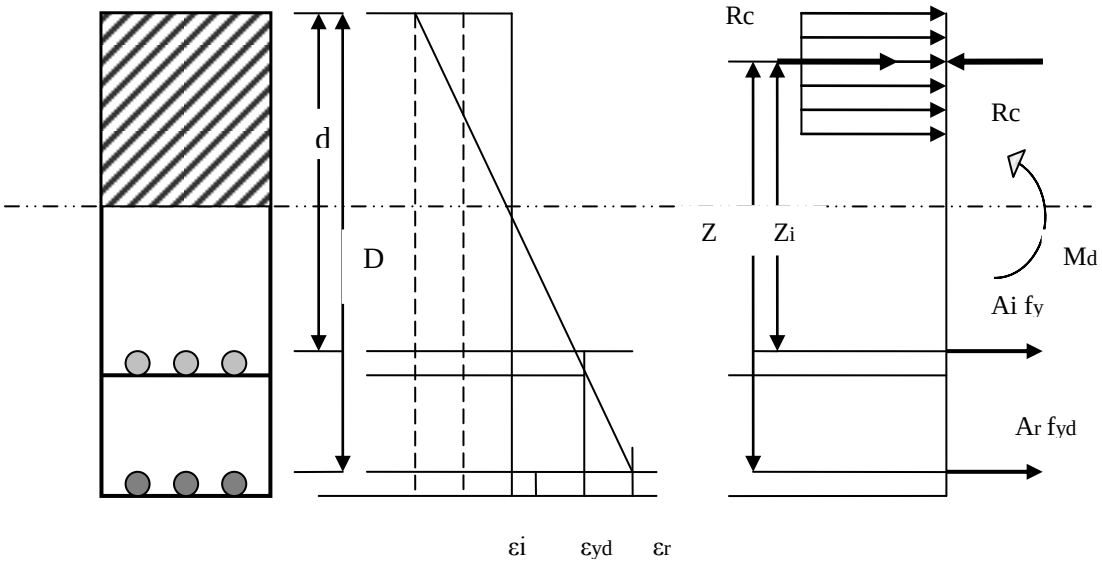


Fig. 9.45 *Esquema de refuerzos en viga de refuerzo*

Se calcula $A_r f_{yd}$ prescindiendo de la armadura existente.

$$A_r f_{yd} = by0.85 f_{cd} \quad [9.67]$$

$$\alpha = \frac{\varepsilon_i}{\varepsilon_r} = \frac{d-x}{D-x} \quad [9.68]$$

$$M_d = dy0.85 f_{cd} \left| D - \frac{y}{c} \right| \quad [9.69]$$

$$\sigma_y = \alpha f_{yd} \quad [9.70]$$

Donde:

D = Altura de la viga dañada mas el recrecido hasta el medio del acero de refuerzo de recrecido

d = Altura de la viga con daño hasta la mitad de su refuerzo

Teniendo encuenta que y = 0.8x se tantea la contribución de $A_2\sigma_y$ en su caso disminuye el armado de refuerzo.

9.30.4 Refuerzo de vigas a cortante con bandas metálicas con uniones encoladas con epoxi

9.30.4.1 Ventaja

- Son muy efectivas
- Son relativamente fáciles de construir
- Apenas aumentan las deformaciones de la pieza

9.30.4.2 Inconvenientes

- Exige formaciones epoxi adecuadas, si presentan relaciones por fluencia se convierten en totalmente inútiles.

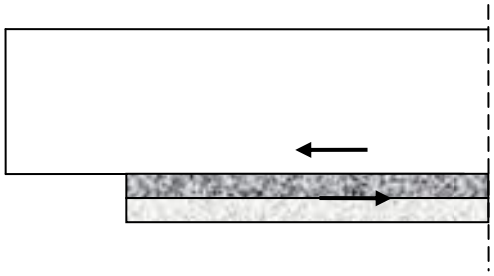
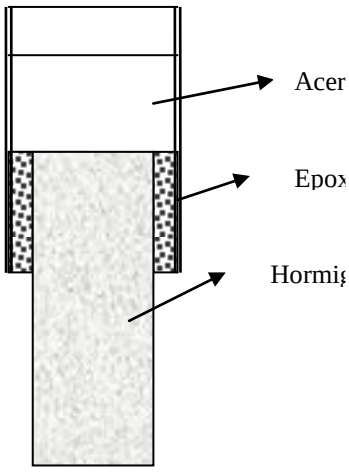


Fig 9.46 *Refuerzo de vigas con uniones encoladas*

- Exige una cuidadosa preparación de la superficie.
- Hay que hacer cuidadoso calculo de adherencia, entre acero y hormigón.
- Cuidar el caso de ciclo de carga y descarga : Hay formaciones de epoxi que no pueden resistirlo.

9.30.4.3 Comportamiento de la epoxi



Tensión de adherencia en la resina epoxi

$$\tau_x = pw\frac{ch.wx}{sh.wI} \qquad [9.71]$$

p = Esfuerzo por unidad de ancho de banda

L = Longitud de la unión

x = Ábsida desde el punto de cortante dado

$$w = \sqrt{c(\frac{1}{E_1 t_1} + \frac{1}{E_2 t_2})} \qquad [9.72]$$

Fig 9.47 *Comportamiento de la epoxi en vigas*

E_1 = Modulo de elasticidad del acero

E_2 = Modulo de elasticidad del hormigón

t_1 = Espesor de acero

t_2 = Espesor de hormigón

c =G/d

G = Modulo trasversal de la epoxi

d = Espesor de la epoxi

Vemos que disminuir la G de la resina, disminuye su tensión de adherencia.

9.30.4.4 Distribución de tensiones en una viga

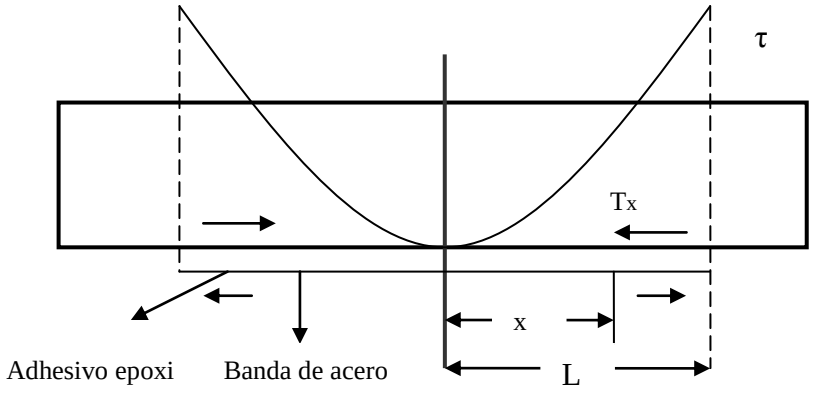


Fig 9.48 *Distribución de tensiones en vigas*

- Limpiar la superficie a unir, en especial la humedad, polvo o grasa
- Aconsejable el chorro de arena
- Cepillado con cepillo de alambre
- Limpiar la chapa inmediatamente antes de pegarla
- Tratar de conseguir el espesores reducidos lo ideal seria 1 mm
- Exigir una formulación adecuada

9.30.4.5 Masillas epoxi para encofrados de acero

Características de una masilla epoxidica tipo para emplear en encolados de acero y hormigón.

Resistencia a compresión (Kg./cm. ^{2})	1000 – 1200
Resistencia a flexión	400 – 450
Modulo dinámico de elasticidad	(17 – 22)* 10^4
Modulo dinámico de elasticidad transversal	(7 – 8.5)* 10^4
Coeficiente de poison	0.27
Coeficiente de dilatación térmica	(2 – 2.5)* 10^{-5}

6.31 GRIETAS POR CORTANTE PARA SU REFORZAMIENTO

Para una sección de gran esfuerzo cortante V y un pequeño momento flector M se presentara poco o nada de *agrietamiento*, en consecuencia el esfuerzo cortante promedio antes de grieta es:

$$v = \frac{V}{bd} \qquad [9.73]$$

Donde el esfuerzo cortante promedio v_{cr} es:

$$v_{cr} = \frac{V_{cr}}{bd} = 3.5\sqrt{f'_c} \qquad [9.74]$$

Donde:

v_{cr} = Esfuerzo cortante promedio

V_{cr} = Es la fuerza *cortante de agrietamiento* cuando se observa la formación de grieta

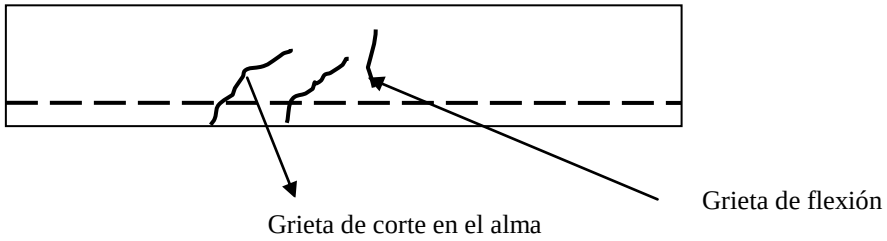


Fig. 6.49 *Agrietamiento de tensión diagonal de cortante y flexión*

El esfuerzo cortante nominal necesario para que se desarrollen *grietas diagonales de corte y flexión* se puede predecir conservadoramente apartir de:

$$v_{cr} = \frac{V_{cr}}{bd} = 1.9\sqrt{f'_c} + 2500\frac{\rho V d}{M} \leq 3.5\sqrt{f'_c} \qquad [9.75]$$

Donde:

f = Esfuerzo flector

v = Esfuerzo cortante

ρ =Cuantía del acero

2500 = Es una constante empírica lb./ pul^2

9.31.1 Elementos con refuerzo

El refuerzo en el alma no tiene un efecto permisible previo a la formación de grietas diagonales, de modo que el acero en el alma esta libre de refuerzo antes de formación de *grietas***,** después de que se desarrollen las *grietas diagonales* el refuerzo en el alma aumenta la resistencia a cortante.

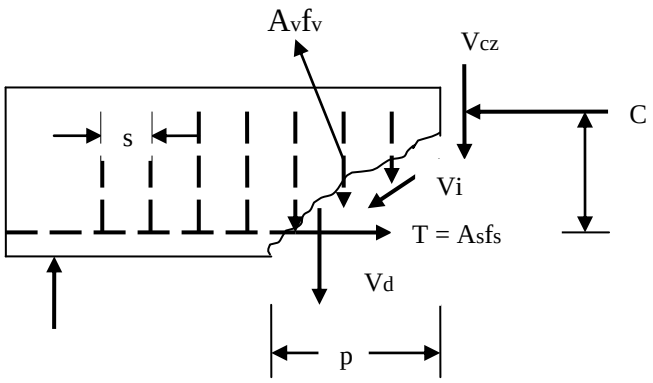


Fig. 6.50 *Fuerzas en una grieta con armadura vertical*

- Las barras que atraviesan la *grieta* particular resisten parte de la fuerza cortante
- La presencia de estas barras restringe el crecimiento de las *grietas* diagonales y reduce su penetración dentro de la zona de compresión.
- Los estribos también contrarrestan el asentamiento de las grietas, de modo que las dos caras de la grietas permanezcan en estrecho contacto, esto producirá una fuerza de interfase, Vi.

Ellas son las mismas que en la Fig 6.50 excepto que cada estribo que atraviesa la grieta ejerce una fuerza $A_v f_v$.

$$V_{ext} = V_{cz} + V_d + V_{iy} + V_s \qquad [9.76]$$

Donde:

$V_s = nA_v f_v$ =Es la fuerza vertical de los estribos

n = ps =Numero de estribos que atraviesan la grieta

s = Esparcimiento entre estribos

p = La proyección horizontal de la grieta

De modo que:

$$V_c = V_{cz} + V_d + V_{iy} \qquad [9.77]$$

Que implica que una grieta con una inclinación un poco menor a 45°, así en la falla cuando $V_{ext} = V_n$, donde n =d/s.

$$V_n = V_c + \frac{A_v f_y d}{s} \qquad [9.78]$$

$$v_n = \frac{V_n}{bd} = v_c + \frac{A_v f_y}{bs} \qquad [9.79]$$

9.32 REFUERZOS POR CORTANTE CON CABLES

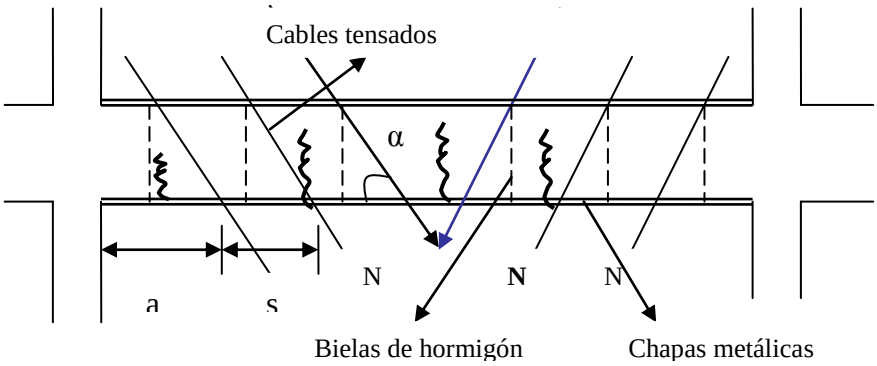


Fig 9.51 *Refuerzo por cortante con cables*

En este caso es posible confiar solo en el refuerzo.

9.321.1 Tracción en los cables

$$V_d = \frac{0.9d}{s}(\cos\alpha + sen\alpha)N \qquad [9.80]$$

9.32.2 Tracción en la chapa inferior

$$N_s = \frac{V_d}{0.9d}\left[a + 0.45d(1 - \cot g\alpha)\right] \qquad [9.81]$$

9.33 GRIETAS POR FLEXIÓN PARA SU REFORZAMIENTO

Las grietas por flexión se inician en la armadura, progresa en vertical hacia la fibra neutra y se encurva al final, buceando el punto de aplicación de la carga y determinándose al alcanzar la cabeza de compresión. Estas fisuras avisan con mucho tiempo.

Debido a la acción combinada de estos se presentan los esfuerzos inclinados de tensión y compresión en cualquier punto de la viga de los cuales el mayor forma 90° con el otro, la magnitud del máximo esfuerzo inclinado esta dado por:

$$t = \frac{f}{2} \pm \sqrt{\frac{f^2}{4} + v^2} \qquad [9.82]$$

Donde:

t = Esfuerzo de tensión diagonal
f = Magnitud del esfuerzo normal
v = Magnitud del esfuerzo cortante

El esfuerzo inclinado forma un Angulo α con la horizontal.

$$\alpha = \frac{v}{f} \qquad [9.83]$$

Cuando los esfuerzos en las fibras exteriores son menores que el limite de proporcionalidad f_p, la viga se comporta elásticamente, el esfuerzo en cualquier punto de la sección transversal esta representado por la ecuación.

$$f = \frac{My}{I} \qquad [9.84]$$

Donde:

f =Esfuerzo de flexión a una distancia y medida desde el eje neutro
M =Momento flector exterior en la sección

I = Momento de inercia de la sección trasversal con respecto al aje neutro

El esfuezo de flexión máximo ocurre en las fibras exteriores y es igual a:

$$f\max = \frac{Mc}{I} = \frac{M}{S} \qquad [9.85]$$

Donde:

c = Distancia desde el eje neutro hasta la fibra exterior

S = I/c Modulo de elasticidad de la sección trasversal

El esfuerzo cortante el longitudinal igual a la trasversal v en cualquier punto de la sección transversal esta dado por:

$$v = \frac{VQ}{Ib} \qquad [9.86]$$

Donde:

V = Cortante total en la sección

Q = Momento elástico con respecto al eje neutro de aquella porción trasversal

b = Ancho de la viga en determinado punto

$$Q = \frac{ba^2}{8} \qquad I = \frac{ba^3}{12}$$

9.33.1 Comportamiento del hormigón armado

La distribución de deformaciones unitarias y esfuerzos en la *sección fisurada* o cerca de ella como se ve en la Fig 9.52.b.

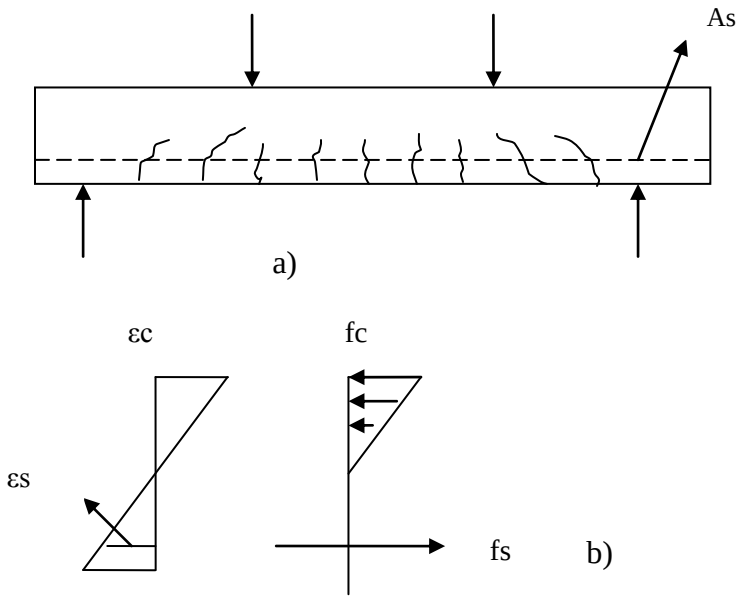


Fig. 6.52 *Comportamiento de concreto reforzado ante carga creciente*

9.34 REFUERZO POR FLEXIÓN CON CHAPAS DE ANCLAJE

Generalmente solo es posible el refuerzo de vigas para momentos negativos hay que aceptar una plastificación suficiente para momentos negativos.

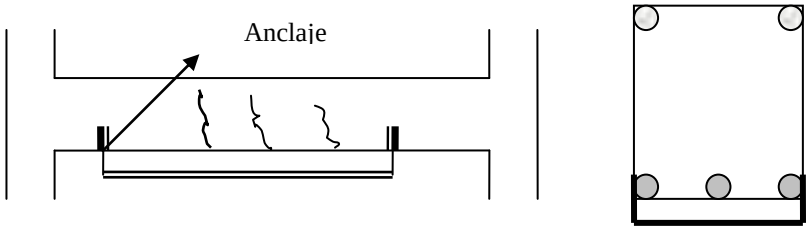
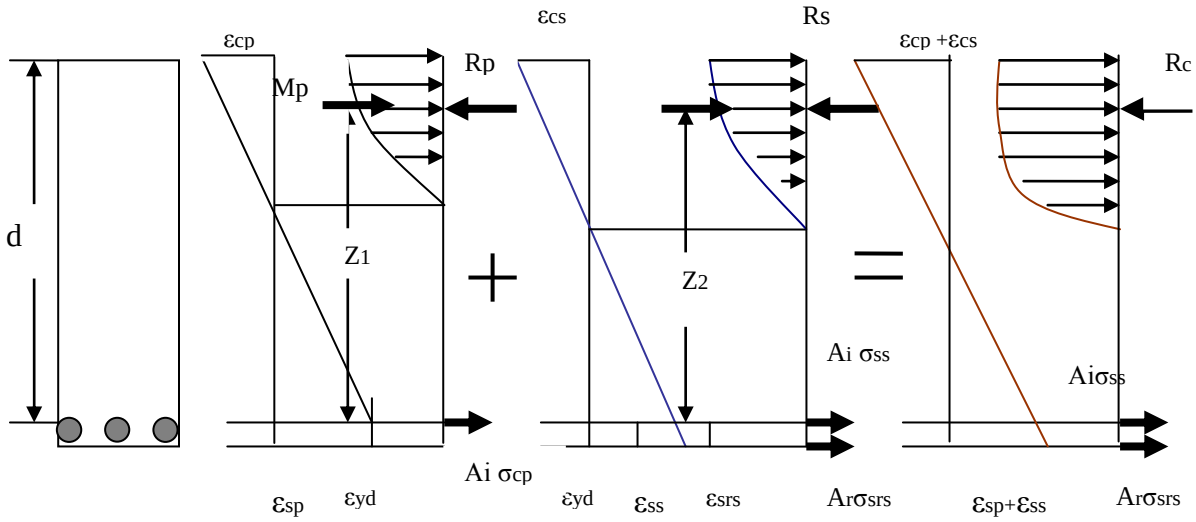


Fig. 9.53 *Refuerzo por flexión en vigas*

Es necesario hacer un adecuado anclaje en sus extremos. Es conveniente que el espesor de la chapa sea menor de 3 o 4 mm, las chapas de anclaje pueden llegar a 10 mm.

9.34.1 Cálculos de los refuerzos

Generalmente la viga a reforzar esta sometida a cargas permanentes (es raro que se pueda descargar totalmente), tras el refuerzo deberá resistir las cargas permanentes y las sobrecargas.



Carga permanente Sobre carga Carga total Mp + Ms

Consideremos que deben cumplir:

$$\sigma_{cp} + \sigma_{cs} \leq \frac{f_c'}{\gamma_c}$$ Agotamiento del hormigón

$$\sigma_{sp} + \sigma_{ss} \leq \frac{f_y}{\gamma_s}$$ Agotamiento de armadura

$$\sigma_{srs} \leq \frac{f_y}{\gamma_s}$$ Agotamiento de refuerzo

La tensión a la que trabaja el acero en la armadura bajo carga permanente será:

$$Ni = A\sigma_{sp} = \frac{Mp}{Zi} \qquad [9.87]$$

$$\sigma_{sp} = \frac{Mp}{ZiA} \qquad [9.88]$$

Si se da en el estado s que la armadura y el refuerzo trabajan en el mismo tiempo.

$$\sigma_{ss} = \frac{f_y}{\gamma_s} - \sigma_{ps} = \sigma_{srs} \qquad [9.89]$$

Y por tanto deberá cumplirse.

$$\frac{f_y}{\gamma_s} - \sigma_{sp} \leq \frac{f_{yr}}{\gamma_s}$$

Es decir.

$$f_{yr} \geq f_y - \gamma_s \sigma_{sp} = f_y - \gamma_s \frac{Mp}{ZiA} \qquad [9.90]$$

En consecuencia el área de acero de refuerzo puede ser:

$$A_r = \frac{M_s}{Z_s \sigma_{srs}} - A. \qquad [9.91]$$

Recomendaciones constructivas

- Capa de resina $e \leq 1.5$ mm
- Banda de acero $e \leq 3$ mm salvo con anclaje especial
- No debe incrementarse la resistencia a flexión ni a cortante en más de 50 % de material base.

9.35 REFUERZO DE VIGAS CON ANGULARES

Se refuerza la parte inferior de viga con angulares que se sujetan con pesillas de ancho 20 – 25 cm.

9.35.1 Ventajas

- El uso es sencillo y rápido

9.35.2 Inconvenientes

- No siempre puede ejecutarse
- Es poco fiable por no garantizar el trazado, conjunto hormigón –armadura – refuerzo, puede ignorarse uniendo los angulares al hormigón con epoxi.
- En general precisa grandes deformaciones para que entre en carga, el refuerzo sistema constructivo.

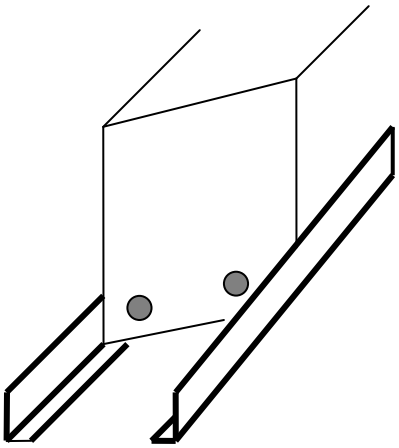
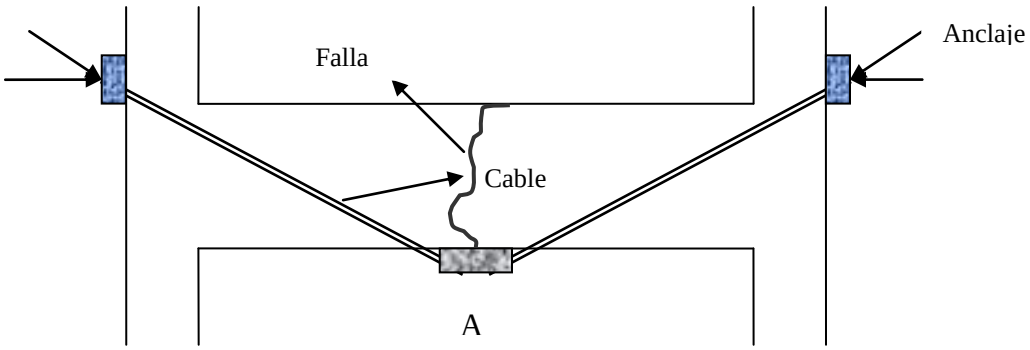


Fig. 9.54 *Refuerzo de vigas con angulares metálicos*

9.36 REFUERZO CON CABLES METÁLICOS (POTENZADOS)

9.36.1 Ventajas

- Permite actuar sobre elementos, deformados sin necesidad de descargarlos.
- No precisa nuevas deformaciones, para que el refuerzo entre en carga
- Permite recuperar las deformaciones
- Es muy favorable en refuerzos, a flexión y cortante en especial en estructuras muy dañadas inconvenientes
- Necesidad de personal muy experta
- Produce en general grandes esfuerzos horizontales que la estructura pueda ser incapaz de absorber, en especial si se ha planificado



Detalle de la pieza **A**

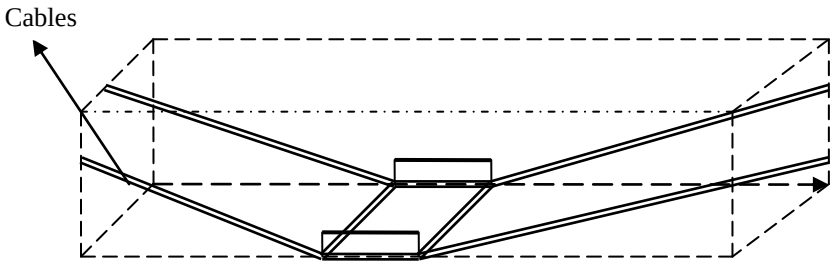


Fig. 9.55 *Refuerzo de vigas con cables metálicos*

- Pequeño espesor de la plancha
- Escaso rozamiento de cables, exige menos fuerzas de tesado

CAPITULO X

PRESUPUESTO DE REPARACIÓN POR REFORZAMIENTO

10.1 COSTOS DE REPARACIÓN POR REFORZAMIENTO

En realidad determinar el costo de una reparación por reforzamiento en columnas y vigas es difícil y menos preciso

10.2 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

10.2.1 Costo de reparación por reforzamiento en columnas

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO: Patologías en columnas y vigas de edificios en hormigon
ACTIVIDAD: Apuntalamiento para reparación CAMBIO: 7.61
UNIDAD: M^2

A) MATERIALES

Descripción	Unidad	Rendimiento	P. Unitario	P. Parcial
Tablas y otros	p^2	10.00	2.1	21.00
			PRECIO UNITARIO MATERIALES Bs.	21.00

B) MANO DE OBRA

Descripción	Unidad	Rendimiento	P. Unitario	P. Parcial
Peón	Hr	9.00	2.6055	23.45
			PRECIO UNITARIO MANO DE OBRA Bs.	23.45

C) HERRAMIENTAS Y EQUIPO

Descripción	Unidad	Rendimiento	P. Unitario	P. Parcial
Otros	%	6.00	51.00	3.06
			PRECIO UNITARIO DE EQUIPO Bs.	3.06

D) PRECIO TOTAL DIRECTO DE LA ACTIVIDAD	A+B+C	47.51
E) GASTOS GENERALES	12% D	5.7012
F) UTILIDAD	10% D	4.751
G) PRECIO PARCIAL	D+E+F	57.9622
PRECIO TOTAL UNITARIO	Bs.	115.9244
TOTAL DE PRECIO	$us	15.23316

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO: Patologías en columnas y vigas de edificios en hormigon
ACTIVIDAD: Picado del hormigon **CAMBIO: 7.61**
UNIDAD: M^2

A) MATERIALES

Descripción	Unidad	Rendimiento	P. Unitario	P. Parcial
	Kg.	0.00	0.00	0.00
PRECIO UNITARIO MATERIALES Bs.				0.00

B) MANO DE OBRA

Descripción	Unidad	Rendimiento	P. Unitario	P. Parcial
Peón	Hr	13.00	3.00	39.00
PRECIO UNITARIO MANO DE OBRA Bs.				39.00

C) HERRAMIENTAS Y EQUIPO

Descripción	Unidad	Rendimiento	P. Unitario	P. Parcial
Otros	%	9.00	39.00	2.34
PRECIO UNITARIO DE EQUIPO Bs.				2.34

D) PRECIO TOTAL DIRECTO DE LA ACTIVIDAD	A+B+C	41.34
E) GASTOS GENERALES	12% D	4.9608
F) UTILIDAD	10% D	4.134
G) PRECIO PARCIAL	D+E+F	50.4348
PRECIO TOTAL UNITARIO	Bs.	100.8696
TOTAL DE PRECIO	$us	13.25487516

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO: Patologías en columnas y vigas de edificios en hormigon
ACTIVIDAD: Tratamiento **CAMBIO: 7.61**
UNIDAD: M^2

A) MATERIALES

Descripción	Unidad	Rendimiento	P. Unitario	P. Parcial
Lechada de cemento	Kg.	9.00	0.02	1.30
		PRECIO UNITARIO MATERIALES Bs.		1.30

B) MANO DE OBRA

Descripción	Unidad	Rendimiento	P. Unitario	P. Parcial
Peón	Hr	12.00	3.00	36.00
		PRECIO UNITARIO MANO DE OBRA Bs.		36.00

C) HERRAMIENTAS Y EQUIPO

Descripción	Unidad	Rendimiento	P. Unitario	P. Parcial
Otros	%	7.00	85.00	5.95
		PRECIO UNITARIO DE EQUIPO Bs.		5.95

D) PRECIO TOTAL DIRECTO DE LA ACTIVIDAD	A+B+C	43.25
E) GASTOS GENERALES	12% D	5.19
F) UTILIDAD	10% D	4.325
G) PRECIO PARCIAL	D+E+F	52.765
PRECIO TOTAL UNITARIO	Bs.	**105.53**
TOTAL DE PRECIO	$us	**13.8672798949**

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO: Patologías en columnas y vigas de edificios en hormigon
ACTIVIDAD: Reparación de camisa de refuerzo en columnas **CAMBIO: 7.61**
UNIDAD: M^3

A) MATERIALES

Descripción	Unidad	Rendimiento	P. Unitario	P. Parcial
Cemento portlan	Kg.	350.00	0.65	227.50
Fierro corrugado	Kg.	125.00	3.50	437.50
Arena común	M^3	0.45	60.00	27.00
Grava común	M^3	0.92	65.00	59.80
Madera de construcción	p^2	80.00	4.00	320.00
Clavos	Kg.	2.00	5.00	10.00
Alambre de amarre	Kg	2.00	5.00	10.00
		PRECIO UNITARIO MATERIALES Bs.		1091.80

B) MANO DE OBRA

Descripción	Unidad	Rendimiento	P. Unitario	P. Parcial
Encofrador	Hr	22	5.63	123.86
Armador	Hr	14	5.63	67.56
Albañil	Hr	16	5.63	56.3
Ayudante	Hr	30	3.75	75
		PRECIO UNITARIO MANO DE OBRA Bs.		322.72

C) HERRAMIENTAS Y EQUIPO

Descripción	Unidad	Rendimiento	P. Unitario	P. Parcial
Mezcladora	Hr	1	24	24
Vibradora	Hr	0.8	13	10.4
Otros	%	6	322.72	19.36
		PRECIO UNITARIO DE EQUIPO Bs.		53.76

D) PRECIO TOTAL DIRECTO DE LA ACTIVIDAD	A+B+C	1468.28
E) GASTOS GENERALES	12% D	176.1936
F) UTILIDAD	10% D	146.828
G) PRECIO PARCIAL	D+E+F	1791.3016
PRECIO TOTAL UNITARIO	Bs.	**3582.6032**
TOTAL DE PRECIO	$us	**470.775716163**

10.2.2 Costo de reparación por reforzamiento en vigas

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO: Patologías en columnas y vigas de edificios en hormigon
ACTIVIDAD: Apuntalamiento para reparación CAMBIO: 7.61
UNIDAD: M^2

A)MATERIALES

Descripción	Unidad	Rendimiento	P. Unitario	P. Parcial
Tablas y otros	p^2	10.00	2.1	21.00
		PRECIO UNITARIO MATERIALES Bs.		21.00

B) MANO DE OBRA

Descripción	Unidad	Rendimiento	P. Unitario	P. Parcial
Peón	Hr	9.00	2.6055	23.45
		PRECIO UNITARIO MANO DE OBRA Bs.		23.45

C) HERRAMIENTAS Y EQUIPO

Descripción	Unidad	Rendimiento	P. Unitario	P. Parcial
Otros	%	6.00	51.00	3.06
		PRECIO UNITARIO DE EQUIPO Bs.		3.06

D) PRECIO TOTAL DIRECTO DE LA ACTIVIDAD	A+B+C	47.51
E) GASTOS GENERALES	12% D	5.7012
F) UTILIDAD	10% D	4.751
G) PRECIO PARCIAL	D+E+F	57.9622
PRECIO TOTAL UNITARIO	Bs.	**115.9244**
TOTAL DE PRECIO	$us	**15.2331668857**

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO: Patologías en columnas y vigas de edificios en hormigon
ACTIVIDAD: Picado del hormigon **CAMBIO: 7.61**
UNIDAD: M^2

A)MATERIALES

Descripción	Unidad	Rendimiento	P. Unitario	P. Parcial
	Kg.	0.00	0.00	0.00
			PRECIO UNITARIO MATERIALES Bs.	0.00

B) MANO DE OBRA

Descripción	Unidad	Rendimiento	P. Unitario	P. Parcial
Peón	Hr	17.00	3.00	51.00
			PRECIO UNITARIO MANO DE OBRA Bs.	51.00

C) HERRAMIENTAS Y EQUIPO

Descripción	Unidad	Rendimiento	P. Unitario	P. Parcial
Otros	%	6.00	51.00	3.06
			PRECIO UNITARIO DE EQUIPO Bs.	3.06

D) PRECIO TOTAL DIRECTO DE LA ACTIVIDAD	A+B+C	54.06
E) GASTOS GENERALES	12% D	6.4872
F) UTILIDAD	10% D	5.406
G) PRECIO PARCIAL	D+E+F	65.9532
PRECIO TOTAL UNITARIO	Bs.	131.9064
TOTAL DE PRECIO	$us	17.33322982917

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO: Patologías en columnas y vigas de edificios en hormigon **ACTIVIDAD: Tratamiento** **CAMBIO: 7.61** **UNIDAD: M^2**

A)MATERIALES

Descripción	Unidad	Rendimiento	P. Unitario	P. Parcial
Lechada de cemento	Kg.	9.00	0.02	1.30
		PRECIO UNITARIO MATERIALES Bs.		1.30

B) MANO DE OBRA

Descripción	Unidad	Rendimiento	P. Unitario	P. Parcial
Peón	Hr	10.00	4.00	40.00
		PRECIO UNITARIO MANO DE OBRA Bs.		40.00

C) HERRAMIENTAS Y EQUIPO

Descripción	Unidad	Rendimiento	P. Unitario	P. Parcial
Otros	%	8.00	85.00	6.8
		PRECIO UNITARIO DE EQUIPO Bs.		6.8

D) PRECIO TOTAL DIRECTO DE LA ACTIVIDAD	A+B+C	48.1
E) GASTOS GENERALES	12% D	5.772
F) UTILIDAD	10% D	4.81
G) PRECIO PARCIAL	D+E+F	58.682
PRECIO TOTAL UNITARIO	Bs.	**117.364**
TOTAL DE PRECIO	$us	**15.4223390276**

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO: Patologías en columnas y vigas de edificios en hormigon
ACTIVIDAD: Reparación de refuerzo de canto de la viga CAMBIO: 7.61
UNIDAD: M^3

A)MATERIALES

Descripción	Unidad	Rendimiento	P. Unitario	P. Parcial
Cemento portlan	Kg.	350	0.65	227.5
Fierro corrugado	Kg.	120	3.50	420.00
Arena común	M^3	0.45	6.00	27.00
Grava común	M^3	0.92	65.00	59.80
Madera de construcción	p^2	70.00	4.00	280.00
Clavos	Kg.	2.00	5.00	10.00
Alambre de amarre	Kg.	2.00	5.00	10.00
		PRECIO UNITARIO MATERIALES Bs.		1034.30

B) MANO DE OBRA

Descripción	Unidad	Rendimiento	P. Unitario	P. Parcial
Encofrador	Hr	22	5.63	123.86
Armador	Hr	14	5.63	67.56
Albañil	Hr	16	5.63	56.3
Ayudante	Hr	30	3.75	75
		PRECIO UNITARIO MANO DE OBRA Bs.		322.72

C) HERRAMIENTAS Y EQUIPO

Descripción	Unidad	Rendimiento	P. Unitario	P. Parcial
Mezcladora	Hr	1	24	24
Vibradora	Hr	0.8	13	10.4
Otros	%	6	322.72	19.36
		PRECIO UNITARIO DE EQUIPO Bs.		53.76

D) PRECIO TOTAL DE TODOS LOS TRABAJOS	A+B+C	1410.78
E) GASTOS GENERALES	12% D	169.2936
F) UTILIDAD	10% D	141.078
G) PRECIO PARCIAL	D+E+F	1694.1516
PRECIO TOTAL UNITARIO	Bs.	**3415.3032**
TOTAL DE PRECIO	$us	**448.791484888**

10.3 COSTOS POR MANTENIMIENTO

Años	Costo por quinquenio (%)	Costo inicial acumulado (%)
5	4.5	4.5
10	5.1	6.9
15	6.5	16.1
20	11.1	27.2
25	4.5	31.7
30	14.4	46.1
35	4.5	50.6
40	20.6	71.2
45	6.5	77.7
50	5.1	82.8
55	4.5	87.3
60	2.5	89.8
COSTO INICIAL ACUMULADO		89.8 %

10.4 COSTO DE LOS INSTRUMENTOS DE MEDICIÓN

.

EQUIPO INSTRUMENTAL	COSTO EN $us
Medidor de dureza del hormigon	600
Detector de armaduras de hormigon	800
Analizador de corrosión de las armaduras	850
Detector de uniformidad del hormigon	750
Medidor de resistividad eléctrica	850
Medidor de tracción superficial del hormigon	1800
Controlador de permeabilidad	350
Controlador de porosidad	900
Medidor de tracción del acero	1100
Microscopio detector de fisuras	670
Detector de uniformidad de fisuras	700
Medidor de uniformidad del hormigon	550

CAPITULO XI

ELABORACIÓN DE UN PLAN DE SEGUIMIENTO

11.1 GENERALIDADES

Para ello se programa una visita a determinado edificio que presenta daños, la tarea que se desarrolla se considera como un servicio.

La distribución de tareas practicas es la siguiente:

- Visita e inspección al edificio.
- Análisis de las condiciones encontradas.
- Labores que se consideran para reparación y reforzamiento.
- Tareas a ejecutar.

11.2 INSPECCIÓN AL EDIFICIO

Una vez elegida la construcción para su inspección, de inmediato se debe aplicar análisis superficial con aparatos adecuados.

Esta inspección debe seguir la metodología apropiada, o sea, que no puede ser arbitraria y desorganizada, sino que se debe comenzar desde la parte superior del edificio y terminando en la planta baja, observando detalladamente todos los elementos componentes del edificio.

Se debe anotar en una agenda, en forma bien clara y detallada, el estado que tiene cada elemento estructural, tipo de daño y su posible causa, así como cualquier otro detalle que estime de importancia.

Para facilitar la labor de las inspecciones que en la practica tendrán que realizar las empresas encargadas, es preciso confeccionar una planilla sencilla que deberá llegar al inspector.

Por ejemplo, las columnas como posibles desperfectos, cuarteadoras, pandeos, desplomes, etc.

11.3 ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES ENCONTRADAS

Una vez realizada la inspección, llenado de la planilla y hechas las anotaciones, se procede al estudio y análisis de todos los desperfectos encontrados, evaluando su importancia y peligrosidad así como las condiciones estéticas y de confort.

Este análisis cuando se trata de elementos estructurales puede recomendar la necesidad de realizar una inspección intensiva con el empleo de instrumentos sofisticados.

Resulta extraordinariamente fácil pensar en demolerla, para construir una nuevo elemento de hormigon armado, sin embargo, un análisis profundo puede aconsejar mejor un reforzamiento que simplifica la labor y aumenta la rapidez de ejecución, permitiendo poner en uso al edificio en menor tiempo posible.

11.4 CONFECCIÓN

Se completa el documento con la entrega a la empresa encargada para la recuperación del edificio, con detalles de importancia.

CAPITULO XII

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

12.1 CONCLUSIONES

- Se afirma que la terapéutica radica en la interdependencia de los trabajos a ejecutar tales como: El valor de los materiales, los elementos a emplearse, la mano de obra calificada; así como de los profesionales y técnicos requeridos para cumplir con la programación, efectuando de ese modo la reparación.

- La aplicación del mínimo aislante térmico en la pared del elemento estructural, se calcula según el criterio de condensación.

- El calculo de la inercia térmica se aplica de modo global, mediante el modulo de temperatura comprobado, de los elementos y su resistencia a la variación diaria de temperatura.

- El control de difusión debido a la carga de vapor de agua que atraviesa el elemento estructural exterior, se puede calcular por el procedimiento de glaser donde se hace referencia a la mayor resistencia de difusión que tiene un elemento con bajas temperaturas, sin embargo este calculo es laborioso y complejo por lo que se utilizan los criterios de balance anual de humedad, criterio del contenido máximo de humedad y criterios de la ausencia de condensación.

- Se puede afirmar la reparación de fisuras es efectiva con requerimientos distintos de epoxi adecuados, cuanto mayor es el ancho de la fisura mayor debe ser la viscosidad de aplicación por inyección.

- Las reparaciones sencillas de coqueras y oquedades en elementos estructurales son superficiales y son aquellas que no afectan a la resistencia de la estructura.

- Las reparaciones medias son aquellas que afectan ligeramente al comportamiento estructural y son de dimensiones mas importantes.

- Las reparaciones de importancia son aquellas que afectan a la resistencia del elemento, no se puede utilizarse el sistema anterior por que el hormigon nuevo no entraría en carga al retraerse.

- Las reparaciones complejas distintas a las anteriores, son aquellas que afectan a la resistencia del elemento estructural, por lo que la solución es muy distinta en comparación a los demás.

- El reforzamiento es el trabajo que se realiza para recuperar estructuras en mal estado, e incluso declarados inestables, son trabajos de refuerzo que se aplican al elemento, con el fin de devolverle su garantía de uso por un periodo determinado de tiempo sin necesidad de demolerlo.

- El empleo de los reforzamientos de camisa con descarga, por medio de apuntalamientos, es muy solicitada generalmente para columnas.

- Para reforzamientos no quitar todo el recubrimiento del elemento original, lo cual sirve de protección a las armaduras originales y ayuda al soporte de las cargas externas actuantes por adherencia y retracción.

- El empleo de reforzamiento por recrecido de canto se da generalmente en vigas, con suplemento de armadura, que sirve para absorber los esfuerzos de desgarramiento entre el hormigon antiguo y nuevo.

- El refuerzo de columnas con perfiles metálicos, es muy frecuente y relativo, por la acción de las dilataciones ocasionadas por fuertes vientos y sismos, producto de las intensas vibraciones dando así sufrimiento a la columna a flexo compresión intensa.

- El empleo de refuerzo en vigas con angulares metálicos aplicadas en la parte inferior, es sencillo y rápido pero no siempre puede ejecutarse y es de poco fiable y precisa de grandes deformaciones para que entre en carga.

- Los refuerzos con cables metálicos, permiten actuar sobre elementos deformados sin necesidad de descargarlos, lo cual no precisa de nuevas deformaciones para que el refuerzo entre en carga y permite recuperar las deformaciones.

- El costo de reparación por reforzamiento en columnas de hormigon es muy caro, pero se justifica.

- El costo de reparación por reforzamiento en vigas es caro, pero se justifica.

12.2 RECOMENDACIONES

- Se recomienda la utilización de aislantes térmicos para elementos expuestos a temperaturas.

- Se recomienda la aplicación de inercia térmica a un modulo de temperatura comprobado mediante su resistencia a variaciones diarias de temperatura.

- Se recomienda aplicar el procedimiento de glaser para el control de difusión de vapor de agua que atraviesa.

- Se recomienda realizar reparaciones de fisuras por medio de epoxis adecuados mediante inyección.

- Se recomienda realizar reparaciones de coqueras y oquedades por medio de reparaciones superficiales.

- Se recomienda para reparaciones de importancia aplicar, mortero de epoxi con resistencias superiores al hormigon de base.

- Para reforzamiento de columnas se recomienda aplicar camisa de refuerzo de hormigon alrededor sin modelar todo el recubrimiento original.

- Para reforzamiento de vigas se recomienda aplicar el refuerzo por recrecido del canto suplementando la armadura que se precisa con descarga del elemento.

- Se recomienda demoler los elementos estructurales en casos extremos.

ANEXO A.

DATOS OBTENIDOS DE PRESISION DE LOS ABACOS PARA FASILITAR TRABAJOS **(Patologías iniciales)**

PRINCIPIOS TEORICOS DE GRADOS FISICOS DE PATOLOGIAS DEL HORMIGON

Tabla I.- *Valores de la radiación solar para paredes de muro y terrazas* $\left[Kcal/hm^2\right]$*, validos para el mes de julio en función de la hora del dia y la orientación*

Hora	**ORIENTACION**								**Terrazas**
	NE	E	SE	S	SO	O	NO	N	
5	270	250	85						40
6	410	440	215						145
7	410	515	320						265
8	325	525	415	60					390
9	205	470	455	180					520
10	55	350	440	275					625
11		190	375	105					700
12			260	370	260				725
13			105	340	375	190			700
14				275	440	350	55		625
15				180	455	470	205		520
16				60	415	525	325		390
17					320	515	410	45	265
18					215	440	410	140	145
19					85	250	270	130	40

Tabla II.- *Coeficientes de conductividad térmica de aislamiento térmico*

Numero	**Sección de una obra**	**Coeficiente de conductividad térmica** $\left[EnKcal/hm^2°C\right]$	**Coeficiente de aislamiento térmico** $\left[Enhm^2°C/Kcal\right]$
1.	Superficie exterior en estructuras con calentamiento		
	Edificios		
1.1.	Paredes de muro y terrazas		
	Con corriente térmico arriba	6.7	
	Con corriente térmico abajo	5.0	0.15
			0.20
	Grandes locales salas teatros		
1.2.	Muros y terrazas en locales con ventilación forzada	7.5	0.133
1.3	Edificios industriales		
	Paredes y terrazas en fabricas y talleres	8.5	
			0.12
2.	Superficies interiores en estructuras de sótano	10	0.10
3.	Superficies exteriores		
3.1.	Corriente térmica de dentro afuera, con viento medio de una velocidad de 2 m/s	20	0.05
	Corriente térmica de fuera adentro		0.10

Tabla III.- *Máxima diferencia de temperatura admisible como valor normal para la determinación del coeficiente de aislamiento mínimo en función de la temperatura y de la humedad del aire.*

Num	Obra o parte d obra	t_i °C	φ_i %	$t_i - \vartheta_i$ °C	
				Muros ext	Losas de terr
1.	Edificios de importancia, como hospitales, asilos, escuelas	16..18 >18..20	50..60	6 6.5	4.0 4.5
2.	Edificios de importancia, como locales de administración	16..18 >18..20	50..60	6.5 7.0	4.0 4.4
3.	Locales industriales, con formación de agua de condensación	16 18	<50 50..60	10 8.5	8.0 7.5
4.	Locales industriales, sin formación de agua de condensación	16..18 >18..24	60 65	7.5 8	6.5 6.0
5.	Locales muy calientes, como fabricas de salas de caldera	50..60	50	14.0	12.0

Tabla VI.- *Diferencia de temperaturas $t_{i-}t_e$ en °C en función de la temperatura y de la humedad relativa del aire*

En °C	Diferencia de temperatura $t_i - t_e$ (°C) para una humedad relativa de aire (en %)									
	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95
-20	7.0	6.1	5.2	4.4	3.7	3.0	2.3	1.7	1.2	0.6
-15	7.3	6.3	5.4	4.5	3.8	3.1	2.5	1.8	1.2	0.6
-10	7.6	6.6	5.7	4.7	3.9	3.2	2.5	1.8	1.2	0.6
-5	7.9	6.8	5.8	4.9	4.1	3.3	2.6	1.9	1.2	0.6
0	8.2	7.1	6.1	5.2	4.3	3.5	2.7	2.0	1.3	0.6
2	8.5	7.4	6.4	5.4	4.5	3.6	2.9	2.1	1.4	0.7
4	8.8	7.7	6.7	5.8	4.9	4.0	3.1	2.2	1.4	0.8
6	9.2	8.1	7.1	6.1	5.0	4.0	3.2	2.3	1.5	0.8
8	9.5	8.4	7.3	6.2	5.1	4.1	3.2	2.3	1.5	0.8
10	9.9	8.6	7.4	6.3	5.2	4.2	3.3	2.4	1.6	0.8
12	10.1	8.8	7.5	6.4	5.3	4.3	3.3	2.4	1.6	0.8
14	10.2	8.9	7.6	6.5	5.4	4.4	3.4	2.5	1.6	0.8
16	10.4	9.0	7.8	6.6	5.5	4.5	3.5	2.6	1.6	0.8
18	10.6	9.1	7.9	6.7	5.6	4.5	3.5	2.6	1.7	0.8
20	10.7	9.3	8.0	6.8	5.7	4.6	3.6	2.6	1.7	0.8
22	10.9	9.5	8.1	6.9	5.8	4.8	3.6	2.6	1.7	0.8
25	11.2	9.7	8.3	7.1	5.9	4.8	3.7	2.7	1.8	0.8
30	11.6	10.0	8.6	7.3	6.1	4.9	3.8	2.8	1.9	0.8
35	12.0	10.4	9.0	7.6	6.3	5.1	3.9	2.9	1.9	0.9
40	12.4	10.8	9.3	7.8	6.5	5.3	4.1	3.0	2.0	1.0
45	12.8	11.2	9.6	8.2	6.8	5.5	4.3	3.2	2.1	1.0

Tabla V.- *Coeficiente térmica: valores calculados valores específicos y capacidades caloríficas*

Num	**Material**	**Densidad aparente en seco** $\rho_o\left[kg/m^3\right]$	**Conductividad calculada** $\lambda_r\left[kcal/hm°C\right]$	**Calor especifico** $c\left[kcal/kg°C\right]$	**Capacidad calorífica característica** $S_{24}\left[kcal/hm^2°C\right]$
1.	Hormigón				
1.1	Hormigón poroso de áridos ligeros	400 600 800 1000 1200 1400 1600	0.15 0.19 0.25 0.33 0.42 0.53 0.67	0.25 0.25 0.25 0.25 0.25 0.25 0.25	1.98 2.72 3.60 4.64 5.75 6.95 8.35
1.2	Hormigón pesado con grava y gravilla de trituradora	1800 2000 2200 2400 2500	0.83 1.00 1.20 1.40 1.50	0.25 0.25 0.25 0.25 0.25	9.90 11.40 13.20 14.80 15.70
1.3	Hormigón poroso con arena cuarzosa	600 800 1000 1200 1400	0.19 0.26 0.39 0.55 0.74	0.25 0.25 0.25 0.25 0.25	2.73 3.68 5.05 6.56 8.20

Tabla VI.- *Coeficiente mínimo de aislamiento térmico de elementos estructurales*

Num	**Edificio o elemento**	**Coeficiente mínimo de aislamiento térmico Rf para temperaturas:**		**Observaciones**
		-15°C	**-20°C**	
1.	Edificios de importancia			
1.1	Pared exterior del muro	0.5	0.60	En todos los puntos
1.2	Losa de terraza	1.00 0.6	1.10 0.70	-
1.3	Losas interiores	0.70 0.50	0.80 0.60	-
1.4	Losas sobre pasadizos	1.50 1.10	1.75 1.40	Puente térmico
1.5	Pavimentos de sótanos	0.50	0.6	-

Tabla VII.- *Coeficientes mínimos de aislamiento térmico para edificios de espacial importancia en función a la capacidad térmica S24.*

Capacidad térmica $S\left[kcal/hm^2°C\right]$	**Coeficiente mínimo de aislamiento térmico** $R_f\left[hm^2°C/kcal\right]$ **para una amortiguación ν**					
	8.0	**10.0**	**12.0**	**15.0**	**20.0**	**25.0**
0	0.95	1.23	1.52	1.95	2.66	3.37
0.5	0.94	1.21	1.50	1.90	2.60	3.0
1.0	0.91	1.18	1.43	1.75	2.20	3.00
1.2	0.89	1.14	1.38	1.68	2.06	2.65
1.4	0.87	1.11	1.33	1.61	1.93	2.20
1.6	0.85	1.08	1.29	1.54	1.80	2.05
1.8	0.84	1.05	1.25	1.47	1.69	1.90
2.0	0.82	1.02	1.21	1.40	1.60	1.75
2.2	0.80	0.98	1.15	1.32	1.48	1.62
2.4	0.77	0.94	1.10	1.24	1.39	1.51
2.6	0.74	0.90	1.05	1.18	1.31	1.42
2.8	0.72	0.86	1.00	1.12	1.24	1.34
3.0	0.70	0.83	0.95	1.06	1.16	1.27
3.2	0.67	0.80	0.91	1.01	1.11	1.21
3.4	0.65	0.77	0.87	0.96	1.06	1.16
3.6	0.63	0.74	0.83	0.92	1.01	1.10
3.8	0.61	0.71	0.79	0.88	0.96	1.05
4.0	0.59	0.68	0.75	0.84	0.92	1.01
4.2	0.57	0.65	0.72	0.80	0.88	0.96
4.4	0.55	0.63	0.69	0.76	0.84	0.91
4.6	0.54	0.61	0.66	0.72	0.80	0.87
4.8	0.53	0.59	0.64	0.69	0.77	0.84
5.0	0.52	0.57	0.62	0.67	0.74	0.81
5.2	0.51	0.55	0.60	0.65	0.71	0.78
5.4	0.50	0.53	0.59	0.63	0.69	0.76
5.6	-	-	0.58	0.62	0.67	0.74
5.8	-	-	0.57	0.61	0.66	0.72
6.0	-	-	0.56	0.60	0.65	0.70

Tabla VIII.- *Coeficiente de dilatación longitudinal* α_t *en el intervalo de temperaturas de +30 a -20°C.*

Num	**Material**	**Coeficiente de dilatación longitudinal v (mm/m°C)**
1.	Cemento	0.014
2.	Hormigón armado	0.012 …0.015
3.	Hormigón de densidad Inferior a 1200 Kg./m3 Inferior a 2500 Kg./m3	 0.012 0.015

Tabla VIIII.- *Incremento de humedad admisible como consecuencia de la difusión de vapor de agua* $w_{adm.}$

Num	**Material**	**Densidad** $[enkg/m^3]$	w_{adm} **(M - %)**
1.	Hormigón armado	2800	2.0
2.	Hormigón ordinario	2200	1.7
3.	Hormigón poroso	1000	8.0
4.	Hormigón de fachada	2000	2.0

Tabla X.- *Valores de la tensión del vapor de agua en (Torr) para temperaturas de 35 a 85 °C.*

Temperatura (°C)	**Tensión de saturación del vapor (Torr)**	**Temperatura (°C)**	**Tensión de saturación de vapor** ρ **(Torr)**
85	434.0	59	142.6
84	416.8	58	136.1
83	400.6	57	129.8
82	384.9	56	123.8
81	369.7	55	118.0
80	355.1	54	112.5
79	341.0	53	107.2
78	327.3	52	102.1
77	314.1	51	97.2
76	301.4	50	92.5
75	289.1	49	88.0
74	277.2	48	83.7
73	265.7	47	79.6
72	254.6	46	75.7
71	243.9	45	71.9
70	233.7	44	68.3
69	223.7	43	64.8
68	214.2	42	61.5
67	205.0	41	58.3
66	169.1	40	55.3
65	187.5	39	52.4
64	179.3	38	49.7
63	171.4	37	47.1
62	163.8	36	44.6
61	156.4	35	42.2

Tabla XI.- *Tensiones parciales del vapor de agua (en Torr) en función de la temperatura y la humedad relativa del aire.*

Temperatura de aire(°C	**Tensiones parciales del vapor de agua ρ_t en (Torr) para una humedad elativa del aire de (%)**										
	50	**55**	**60**	**65**	**70**	**75**	**80**	**85**	**90**	**95**	**100**
-20	0.39	0.42	0.46	0.50	0.54	0.58	0.62	0.69	0.73	0.75	0.77
-15	0.62	0.68	0.74	0.81	0.87	0.93	0.99	1.06	1.12	1.18	1.24
-10	0.98	1.07	1.17	1.27	1.37	1.46	1.56	1.65	1.74	1.85	1.95
-5	1.50	1.65	1.81	1.69	2.11	2.25	2.41	2.55	2.71	2.86	3.01
-4	1.79	1.96	2.14	2.32	2.50	2.78	2.86	3.03	3.21	3.38	3.57
0	2.29	2.52	2.75	2.98	3.22	3.42	3.65	3.89	4.12	4.34	4.58
5	3.27	3.59	3.92	4.25	4.58	4.90	5.23	5.55	5.89	6.22	6.54
10	4.60	5.06	5.52	5.98	6.44	6.90	7.36	7.80	8.30	8.72	9.21
15	6.40	6.92	7.65	8.32	8.98	9.60	10.22	10.85	11.42	12.10	12.72
20	8.77	9.64	10.52	11.39	2.27	13.14	14.02	15.00	15.85	16.65	17.53
25	11.88	13.07	14.26	15.44	16.63	17.82	19.01	20.20	21.38	22.57	23.76
30	15.91	17.50	19.09	20.68	22.27	23.87	25.46	27.05	28.64	30.23	31.82
35	21.09	23.20	25.31	27.42	29.53	31.63	33.74	35.85	38.06	40.17	42.18
40	27.66	30.42	33.19	35.95	38.72	40.42	44.26	47.02	49.79	52.55	55.32
50	46.26	50.80	55.51	60.13	64.76	69.38	74.01	78.63	83.26	87.88	92.51

Tabla XII.- *Datos técnicos de la difusión en función de la temperatura exterior t_e (k_o) Valores para la zona de clima riguroso con temperaturas invernales hasta t_z = -20°C.*

Temperatura exterior de condensación te (ko)°C	**tzm (°C)**	**pzm (torr)**	**pe (Torr)**	**Tz (días)**	**ξ (Tz/Tl)**
20	4.0	6.10	4.80	345	17.2
19	3.3	5.81	4.66	338	12.5
18	2.6	5.52	4.40	330	9.5
17	1.9	5.26	4.20	323	7.7
16	1.2	5.00	4.00	315	6.3
15	0.5	4.75	3.85	305	5.1
14	-0.2	4.50	3.73	295	4.3
12	-1.4	4.08	3.47	270	2.8
10	-2.5	3.72	3.32	245	2.05
8	-3.5	3.42	3.00	215	1.4
7	-4.0	3.28	2.90	203	1.25
6	-4.5	3.14	2.80	190	1.08
5	-5.0	3.01	2.70	180	0.98
4	-5.5	2.88	2.60	170	0.88
3	-6.0	2.76	2.50	160	0.78
2	-6.5	2.64	2.40	150	0.70
1	-7.0	2.53	2.30	140	0.62
0	-7.5	2.42	2.20	130	0.55
-1	-8.0	2.32	2.10	120	0.49
-2	-8.5	2.22	2.00	110	0.43

ANEXO B.

SERIE DE TABLAS QUE REPRESENTAN SERIE DE EPOXIS PARA SOLUCIONES PATOLOGICAS **(Variables)**

PREPOXY ADHERENTE

Adhesivo epoxy para morteros y hormigones

COPSA CORBO DUR

Sistemas de refuerzo de estructuras a base de pegado de laminados CFRP

Descripción

Tabla I *Adhesivo epoxi su aplicación en las grietas de hormigón*

AD 101 2/C	Adhesivo epoxi.	Unión de hormigón viejo y nuevo. Otras uniones.
FETADIT AD 110 2/C	Adhesivo epoxi tixotrópico.	Unión hormigones prefabricados entre si
FETADIT IN 2/C	Formulación epoxi muy fluida.	Relleno de fisuras de hormigón, etc. Por colada o inyección bajo presión.
FETADIT IN/63 2/C	Formulación epoxi fluida.	Relleno de grietas en hormigón por colada o inyección bajo presión.
FETADIT AD 220 2/C	Adhesivo epoxi.	Unión de hormigón viejo-nuevo en grandes superficies. Recrecido de soleras o forjados.
FETADIT AD/W 2/C	Adhesivo epoxi.	Unión de hormigón nuevo-viejo, húmedo o mojado.

Tabla II *Protección anticorrosivo a base de cementos*

	Protección anticorrosivo	
Polvo Liquido	Nitoprime 84	Protección anticorrocion a base se cemento
	Nitoprime Zincrich	Inspiración anticorrosivo monocomponente para protección de armaduras

Tabla III *Ánodos para protección de las armaduras*

Ficha de seguridad	**Ficha técnica**	**Ánodo de sacrificio**	**FOSROC**
		Galvashield XP	Ánodo de zinc para la protección de las armaduras.
		Galvashield CC	Sistema galvánico para la prevención de grietas y laminaciones en el hormigón armado, gracias al control de la corrosión expansiva.
		Galvashield LJ	Estructuras sumergidas o semi-sumergidas en agua salada.
		Ebonex	Ánodos discretos de corriente impuesta que ofrecen protección catódica a estructuras de hormigón armado.

Tabla IV *Morteros y revestimientos cementosos*

Ficha de seguridad	Ficha técnica	Morteros y revestimientos cementosos:	FOSROC
		Renderoc TG	Mortero cementoso para proyección vía seca o húmeda.
		Renderoc SF	Mortero cementoso modificado con fibras, para reparaciones estructurales de hormigón.
		Renderoc SFR	Mortero cementoso modificado con fibras, para reparaciones estructurales de hormigón. Versión rápida.
		Renderoc SFBD	Mortero cementoso modificado con fibras, para reparaciones estructurales de hormigón. Versión de baja densidad especial para proyección.
Polvo Líquido		Renderoc S2	Mortero cementoso bicomponente modificado con fibras, para reparaciones estructurales de hormigón.
		Renderoc TS	Mortero resistente a sulfatos.
		Renderoc LA	Microhormigón de gran fluidez para la rehabilitación de grandes secciones estructurales de hormigón y zonas pequeñas de difícil acceso.
		Renderoc LAF	Microhormigón similar al Renderoc LA pero con fibras. Indicado para rellenos superiores a 15 cm. y cuando no hay suficiente armado.
Polvo Líquido		Renderoc RP252	Mortero cementoso bicomponente para relleno de irregularidades superficiales o enlucidos, hasta 10 mm de espesor.
		Renderoc FC	Mortero cementoso para relleno de irregularidades superficiales o enlucidos. Gris.
		Renderoc FCP	Mortero cementoso para relleno de irregularidades superficiales o enlucidos. Gris claro.
		Renderoc FCN	Mortero cementoso para relleno de irregularidades superficiales o enlucidos. Gris oscuro.
		Renderoc FCR	Mortero cementoso para relleno de irregularidades superficiales o enlucidos.
		Patchroc GP	Mortero para reparación y parcheo de pavimentos cementosos.

Tabla V *Morteros resina*

Ficha de seguridad	Ficha técnica	Morteros resina:	FOSROC
Árido Base Endurecedor		Nitomortar EL	Mortero epoxi, tixotrópico, de alta resistencia a la abrasión y a los ataques químicos.
Árido Base Endurecedor		Nitomortar EL PLASTER	Variedad del Nitomortar EL con carga más fina.
Base Endurecedor		Nitomortar PE	Resina poliéster para uniones, rellenos y reparaciones rápidas de hormigón.

Tabla VI *Revestimientos*

Ficha de seguridad	Ficha técnica	Revestimientos:	FOSROC
		Dekguard S	Revestimiento acrílico, impermeabilizante, anticarbonatación y cloruros.
		Dekguard ELASTIC	Revestimiento flexible base agua anticarbonatación y cloruros.
		Dekguard INCOLORO	Revestimiento acrílico impermeabilizante anticloruros.
		Dekguard WF10	Gris oscuro, gris claro, blanco y especial.

Tabla VII *Refuerzos estructurales*

Ficha de seguridad	Ficha técnica	Refuerzos estructurales:	FOSROC
		Nitowrap XL	Lámina de fibra de carbono con matriz epoxídica.
		Nitowrap XS	Venda de fibra de carbono.

PREPOXY ADHERENTE

Adhesivo epoxy para morteros y hormigones

Descripción

El prepoxy adherente es un producto de dos componentes formulado a base de resinas epoxy que garantiza una perfecta adherencia entre el hormigón endurecido y el fresco, así como entre hormigones endurecidos y entre hormigones.

Datos técnicos

- Color de la mezcla: gris.
- Densidad: 1,40 ± 0,5 Kg. /dm^3.
- Proporción de mezcla A: B: 2:1.
- Tiempo de secado: 24 h.
- Vida útil de la mezcla a 20 ºC: ~ 25 min.
- Temperatura de aplicación: 8 - 30 ºC.
- Adherencia al hormigón a 25 ºC: > 35 kg /cm^2 (rompe el hormigón).
- Adherencia al acero 25 ºC: 170 - 200 kg/cm^2.
- Resistencia a compresión a 28 días: ~ 700 kg/cm^2.
- Resistencia a flexotracción a 28 días: ~ 350 kg/cm^2.

Prepoxy Adherente Fix

- Densidad: 1,35 ± 0,5 kg/dm^3.
- Proporción de mezcla A:B: 1,8:1.
- Vida útil de la mezcla a 20 ºC: ~ 60 min.

Modo de empleo

Se mezclan ambos componentes del prepoxy adherente aplicándose posteriormente sobre el soporte elegido que debe estar exento de polvo o material deleznable. La superficie de contacto puede estar húmeda pero no tener agua escarchada ni hielo.

El tiempo de utilización es de 1 h en verano y 2 h en invierno.

La adherencia del prepoxy adherente se consigue a las 24 horas pero alcanza su máxima resistencia a los 7 días de su aplicación. No debe aplicarse a temperatura ambiente inferior a 8 ºC.

Campo de aplicación

- Adherencia de hormigón endurecido a hormigón fresco.
- Adherencia de hormigón endurecido a hormigón endurecido.
- Adherencia de hormigón endurecido a fibrocemento, metales, etc.
- Reparación de zonas deterioradas o agrietadas así como las disgregaciones.
- Adhesivo de refuerzos al hormigón.

Precauciones especiales

Para recomendaciones de seguridad específicas e instrucciones de primeros auxilios leer atentamente la etiqueta de los envases.

La mezcla sin polimerizar puede causar irritación en la piel. Utilizar guantes de goma y gafas protectoras. En caso de contacto con la piel, limpiarla con abundante agua y jabón.

Los envases vacíos deben ser eliminados de acuerdo con la normativa legal vigente.

Consumo

Depende de la textura de la superficie de aplicación, siendo aproximadamente de 300 a 800 g/m^2. El consumo de prepoxy adherente fix es de 250 a 500 g/m^2.

COPSA CORBO DUR

Sistemas de refuerzo de estructuras a base de pegado de laminados CFRP

Descripción

El copsa carbodur es un sistema de refuerzo de estructuras de hormigón armado, formado por un laminado de gran resistencia a tracción, pegado por medio de un adhesivo a base de resina epoxy.

El sistema carbodur está compuesto por:

- Prepoxy carbodur, Adhesivo de resina epoxy bicomponente para pegado del refuerzo.
- Laminados CFRP formados por una matriz polimérica de resina epoxy reforzada con fibras de carbono.

Datos técnicos

-Tipo: matriz de polímeros (resina epoxy) reforzada con fibras de carbono tipo C.
-Color: negro.
-Densidad: ~1,6 kg/dm 3.
-Resistencia a tracción: 2.800 N/mm 2.
-Módulo de elasticidad: 165.000 N/mm 2.
-Alargamiento de rotura: 1,7%
-Contenido de fibra (en volumen): > 60%.
-Resistencia térmica: > 500 ºC.

Adhesivo

-Tipo: resina epoxy de 2 componentes.
-Color Comp. (A+B): gris claro.

-Densidad: ~1,77 kg/dm 3 (A+B).

-Proporción de mezcla A/B (peso): 3:1.

-Vida de la mezcla (a 35 ºC): 40 min.

-Tiempo abierto (a 35 ºC): 30 min.

-Fluencia (a 35 ºC): 3 - 5 mm.

-Retracción: 0,04%.

-Temperatura de transición vítrea: 62 ºC.

-Módulo de elasticidad: 12.800 N/mm 2 .

-Resistencia a tracción: Rotura a 4 N/mm 2 .

-Resist. Cisallamiento: Rotura a 15 N/mm 2 .

-Coefic. de dilatación: 0,00009 / ºC.

Propiedades

-Poco peso del material de refuerzo.

-Disponible en cualquier longitud.

-Pequeños espesores.

-Transportable en rollos, poco peso y poco volumen.

-Listos para su empleo.

-Fácil solapamiento y entrecruzamiento entre laminados.

-Económico de aplicar.

-Muy altas resistencias.

-Elevados módulos de elasticidad.

-Excelente resistencia a la fatiga.

-Puede ser recubierto sin preparación.

-Resistente a ataques alcalinos.

-No se corroe.

Modo de empleo

Preparación del soporte: a) Hormigón. Las superficies deberán estar limpias, secas o ligeramente húmedas y exentas de partículas deleznables, lechadas o pinturas. El hormigón

de soporte deberá tener como mínimo de 3 a 6 semanas de vida, dependiendo de las condiciones climáticas y haber adquirido las resistencias especificadas.

Preparación del producto: Mezclar completamente los dos componentes con una batidora eléctrica de baja velocidad al menos durante 3 minutos, hasta conseguir una pasta totalmente homogénea y de color gris claro.

Colocación del producto: Si hay grandes defectos o desconchones en la superficie del hormigón, deberán repararse previamente con mortero PREREPAR E-200 o PREREPAR Aplicar cuidadosamente el adhesivo sobre el soporte con una espátula formando una capa de 1 mm de espesor. Limpiar la superficie del laminado y aplicar una capa de adhesivo con un espesor entre 1 y 2 mm.

Campo de aplicación

Copsa carbodur está especialmente indicado para el refuerzo estructural de elementos de hormigón armado.

-Incremento de cargas.

-Deterioro o daños en la estructura.

-Mejora de las condiciones de servicio.

-Cambios del esquema estructural.

-Defectos de proyecto o construcción.

Precauciones especiales

Para recomendaciones de seguridad específicas e instrucciones de primeros auxilios leer atentamente la etiqueta de los envases.

La mezcla sin polimerizar puede causar irritación en la piel. Utilizar guantes de goma y gafas protectoras. En caso de contacto con la piel, limpiarla con abundante agua y jabón.

Los envases vacíos deben ser eliminados de acuerdo con la normativa legal vigente.

ANEXO C.

TRABAJOS DE REPARACION Y REFORZAMIENTO A SERIE DE PATOLOGIAS DEL HORMIGON **(Edificios)**

SINTOMAS PRINSIPALES DE UNA ESTRUCTURA DE HORMIGON

Panilla de especificaciones

TRABAJOS DE REPARACION Y REFORSAMIENTO

Sobre obras de hormigón armado expone conceptos importantes (algún bien conocido y otros realmente nuevos), como son:

Los tres síntomas principales de una obra de hormigón armado son.

- Las fisuras.
- La disgregación.
- La desagregación.

Que se debe definir como obra una pudrición de toda la superficie, con perdida de cemento y liberación de los áridos.

En mayor o menor grado, todo hormigón es poroso, de hecho frecuentemente se comprueba que entre las diferentes partes de una misma obra, construida con los mismos materiales por el mismo contratista según las mismas normas, algunas están gravemente dañadas, mientas que otras están sanas. Esto se debe generalmente a las diferentes cantidades de agua absorbidas por el hormigón según las condiciones de utilización y según su porosidad, que es función de la cantidad de ejecución.

Cuando la cantidad de agua en el hormigón aumenta, este se entunese y aumenta de volumen. Se precisa que han comprobado las dilataciones comprendidas entre 0.01 % para hormigones buenos, a 0.5 % para hormigones de baja calidad, dependiendo este valor de la edad, porosidad, tipo de áridos y cantidad de agua inicial.

Si el entumecimiento esta cortado, se producen fisuras y disgregaciones superficiales.

Medidas preventivas en general, no es posible impedir el aumento de volumen de hormigón debido al incremento de su contenido de agua, el remedio es tener encuenta la dilatación en obras sometidas a ciclos de humedad y sequedad, o bien mantener el hormigón húmedo.

La presencia del fenómeno descrito constituye un factor más a tener encuenta en el análisis de los problemas que pueden presentarse indeterminados elementos estructurales. Sobre el tema de corrosión de las armaduras, el volumen del oxido producido por la corrosión es unas ocho veces el del metal sano de que procede, lo que provoca fisuras y disgregación del recubrimiento de hormigón.

Prácticamente todos los profesionales dedicados a problemas estructurales conocen que la corrosión del acero origina lo que se denomina una hinchazón que somete el recubrimiento de hormigón a tensiones de tracción que superan su resistencia a dicho esfuerzo originando fisuras, grietas i en definitiva el desprendimiento de dicho material de recubrimiento. Lo que con todo probabilidad desconocen, y me cuento entre ellos, es la enorme proporción 8: 1 que existe entre le oxido y el metal de donde procede, medido en volúmenes, con este dato es mas fuasil comprender los deterioros que se originan en placas, vagas y columnas de hormigón armado cundo puede producirse corrosión del acero, entre las medidas preventivas que dicho autor recomienda aparecen las siguientes.

Para medir la corrosión de la armaduras, es preciso que el acero no este en contacto con agua que contenga oxigeno disuelto o con agua en presencia de oxigeno.

En relación con la reparación de las fisuras se establecen varias posibilidades de arreglo y también menciona lo que no debe hacerse para la reparación establece las siguientes posibilidades:

- Unión con resina epoxi
- Vaciado y sellado
- Grapado
- Aplicación de esfuerzos externos
- Recubrimientos
- Revestimientos
- Inyección

Entre los que no debe hacerse expresa:

- No llenar las fisuras con hormigón o mortero
- No utilizar los revestimientos frágiles para reparar fisuras activas

- No omitir la presión de las tensiones que provocan la fisurasión
- No sellar las fisuras por encima se armadura corroídas sin recubrirlas
- No hacer inaccesible una junta enterrándola u ocultándola

Dentro de las reparaciones aparece el grapado, consiste en tratar de coser la fisura por medio de mochos de barra que se colocan en ranuras practicadas normalmente en la fisura y cogidas con mortero de cemento, esta solución en la practica no resulta positiva, es decir efectiva, pues no solo la fisura a vuelto a surgir, sino que han aparecido fisuras normales en los sitios donde se coloco refuerzo.

Esto puede aplicarse porque el mortero se retrae y se pierde efectividad en la unión de la barra a la pared. Además, con frecuencia las barras se corroen y expulsan el mortero. Considero para que este tipo de reparación pueda ser realmente efectiva es preciso utilizar aditivos en el mortero que eliminen su retracción y masvien lo hagan expansivo y también incremente su adherencia. De usarse resina epoxi basta llenar la fisura con dicho material.

TABLA I *Panilla de especificaciones*

Inspección integral **Modelo.**	Código de la obra
Vigas 1 – B ☐ 2 – R ☐ 3 - M ☐ **Grietas ___ Roturas___ Pandeos___ oxid___ Carcomas___ Hongos**	
Columnas **Cuarteadoras——— Pandeos—— Desplomes—— Otros___**	
Losas 1 –B ☐ 2 – R ☐ 3 – M ☐ **Filtraciones___ Flechas——— Grietas——— Huecos——— Otros—**	
Muros 1- B ☐ 2 – R ☐ 3 – M ☐ **Rajaduras ___ Deformaciones ___ Grietas ___ Desplomes ___**	

ANEXO D.

MATERIALES ESPACIALES USADOS EN LAS REPARACIONES Y REFORZAMIENTO **(De patologías del Hormigón)**

MORTEROS EXPANSIVOS
RESINAS EPOXI
MORTER PLAST

MATERIALES ESPACIALES USADOS EN LAS REPARACIONES Y REFORZAMIENTO

En la actualidad existen numerosos tipos de materiales que se crearon con fines específicos para mejorar o facilitar la construcción de una obra o su reparación. La mayor parte de estos productos tienen un alto costo y por la necesidad de utilizar diversas. No obstante en ciertas reparaciones se han empleado.

En este anexo se describen estos materiales.

I. MORTEROS EXPANSIVOS

Debemos comenzar indicando que cuando se emplea la palabra mortero sin especificar su tipo nos referimos al constituido por material fino mezclado con cemento Pórtland y agua. Es bien sabido que el cemento al fraguar y endurecer se retrae disminuyendo el volumen del mortero.

Con frecuencia al realizar una reparación se usa mortero para llenar una grieta, calzar una viga, etc. , siendo conveniente que dicho mortero, envés de disminuir de volumen, lo aumente para garantizar que se apriete entre los elementos que se quiere unir o calzar, para estos casos se utilizan los llamados *morteros expansivos*. Para lograr dicho objetivo se añade al mortero un aditivo que al reaccionar elimina la retracción y produce un aumento de volumen, es decir que prácticamente el mortero se expande.

Para este fin existen en el mercado aditivos comerciales como por ejemplo el conocido por embeco, obstante se puede lograr un mortero expansivo utilizando el material básico que contiene el producto industrial siempre que se emplee en la cantidad imprescindible que por lo general es muy pequeña.

Existen dos materiales que pueden ser usados como aditivos para lograr morteros expansivos y son:

- Polvo de aluminio
- Polvo o limadura de hierro

1. Al usar polvo de aluminio este reacciona y desprende burbujas de hidrógeno que dilatan el mortero. La presión de gas desprendido es bastante débil y la dilatación sigue la línea de menor resistencia, ósea se propaga asía el exterior y al encontrar un obstáculo que le impida continuar s expansión, por ejemplo la cara de una fisura, se ejerce una presión que se incrementa apreciablemente la adherencia natural de mortero. Según expertos este aditivo, permite eliminar la retracción de fraguado y se obtiene una dilatación positiva, pero en cambio no siempre se logra reducir sensiblemente la retracción de endurecimiento y por ello este aditivo no puede ser eficaz de manera absoluta cuando se utiliza para bloquear una reparación salvo que se socava la parte que se va a reparar, en la practica se ha utilizado con resultados positivos el polvo de aluminio para obtener el mortero el mortero expansivo en los casos específicos que se menciona en el presente.

2. Con el polvo de limadura de hierro y un catalizador, la expansión del mortero se basa en que el hierro se oxida después del fraguado del mortero y l aumentar de volumen compensa la retracción del fraguado y de endurecimiento y expande el mortero. Cuando las secciones de mortero son pequeñas y sometidas a la intemperie, hay grandes posibilidades de que se produzca la oxidación del hierro, su aumento de volumen y la consiguiente dilatación o expansión del mortero, suele usarse para inyectar los huecos.

Lo expuesto para los morteros es aplicable también cuando se requiera obtener hormigón expansivo solo que la proporción de aditivo puede ser diferente, tanto para morteros como para hormigones.

II. RESINAS EPOXI

Desde hace varias décadas surgió como un material ideal para ciertas reparaciones la llamada epoxi: Son compuestos orgánicos que con la ayuda de endurecedores apropiados forman productos mecánica y químicamente resistentes y dotados de excelentes propiedades de adherencia. Se pueden usar para pegar hormigones, o para soldar trozos de una sección de hormigón en servicio, figurados o despegados. Una vez endurecido, el compuesto no se ablanda, no fluye i no exuda al menos en las condiciones de empleo corrientes. Es un producto muy caro

Es bueno aclarar que existen diferentes tipos de resinas epoxi destinadas cada una a un fin determinado, además las hay de endurecimiento muy rápido y de endurecimiento lento. La que se utiliza en la reparación de materiales pétreos generalmente demora entre 20 y 24 h en obtener el endurecimiento pleno.

El tiempo de endurecimiento depende del espesor y la temperatura del aire. A mayor temperatura mayor rapidez de endurecimiento; es posible acelerar el proceso calentando ligeramente el material la zona reparada.

Se exponen las siguientes aplicaciones de la resina epoxi:

a) Pegado de fisuras o de trozos de hormigón separados, teóricamente; si un trozo de hormigón se ha separado de la masa de la obra, es posible volverlo a unir enluciendo las dos superficies en contacto con el compuesto adhesivo y uniéndolas a continuación. En la práctica este método es demasiado costoso, y normalmente se sustituye el trozo separado por el hormigón nuevo, utilizando abecés un pegamento a base de resinas.
b) Reparación de superficies disgregadas. Se puede utilizar la resina para hacer adherir una reparación de hormigón de cemento Pórtland, o incluso utilizar esta resina como conglomerante del hormigón que se utilice en la reparación cuando se tiene la necesidad de un pequeño volumen de material, cuando se trata de reparar secciones

de débil espesor, o cuando debe ponerse en servicio la obra antes de que el hormigón haya tenido tiempo de endurecer, o se puede recurrir el hormigón clásico y ay que utilizar la resina como conglomerante. En los demás casos, es menos costoso utilizar hormigón ordinario y pegarlo a la obra existente con resina adhesiva.

Un análisis de ambos párrafos nos lleva a la conclusión de que en algunos puntos resultan poco claro y que permiten caer en el error que mencione con anterioridad.

En efecto al final del párrafo a) donde se menciona hormigón nuevo, utilizando abecés un pegamento a base de resina hace pensar que se trata del hormigón del cemento al que se añada resina epoxi lo cual es imposible el párrafo b) Comienza diciendo que se puede utilizar la resina para adherir una " reparación de hormigón de cemento Pórtland " y de nuevo se puede inferir que se puede añadir resina epoxi a un hormigón normal, también el final del apartado b) denuedo crea la confusión al mencionar utilizar hormigón ordinario y pegarlo a la obra existente con resina adhesiva y aquí debe preguntarse si se refiere a la resina epoxi. No obstante al referirse a la preparación de la superficie se indican condiciones que aclaran las dudas que se mencionaron, entre estas las dos más importantes son:

- Que la superficie sea muy resistente pues todo punto débil en el hormigón subyacente puede anular la resistencia de la reparación.

- Que la superficie destinada a recibir la reparación este perfectamente limpia y seca.

Se añade textualmente:

Algunos compuestos exigen un total ausencia de humedad, otros toleran una cierta proporción. De todas maneras, es conveniente que la superficie este tan seca como sea posible.

Aunque la humedad se opone al endurecimiento adecuado de la mayoría de las resinas, es posible en algunas aplicaciones particulares, procurarse compuestos de formula especial que endurezcan aunque están en contacto con el agua, o incluso completamente sumergidos.

Como conclusión

Puede afirmarse que una reparación con resina epoxi constituye un proceso que requiere cuidados intensos tanto en la preparación de la mezcla como en su aplicación lo que indica que su empleo requiere personal capacitado en dicho tema y que posea por lo menos alguna experiencia practica.

Las resinas epoxi son compuestos orgánicos que resisten mal las temperaturas elevadas y por tanto no pueden ser empleados para reparar elementos sometidos a altas temperaturas. Cuando ocurra lluvias durante una reparación con resina epoxi es preciso detener las labores y no reanudarlas hasta tanto las superficies estén completamente secas. La resina ya colocada y parcialmente endurecida no resulta apreciablemente afectada por la lluvia.

Por ultimo se preciso recalcar que hasta el presente, el uso de resina epoxi resulta costoso y por ello debe analizarse profundamente si en realidad su empleo constituye la única solución aceptable para reparar un determinado elemento de las estructuras de hormigón.

III.MORTER PLAST

Con el nombre genérico de morter plast se designan una serie de productos de procedencia confeccionados a base de asfalto catalítico y membranas de polietileno, cuya propiedad fundamental y básica es la de construir un material perfectamente impermeable.

Los problemas de las infiltraciones en nuestras construcciones, tanto en zonas húmedas, terrazas y otros. Han sido de magnitud tal que inclusive motivaron una serie de criticas lo que origino que todas las empresas constructoras se preocupen por encontrar una solución definitiva a dicha dificultad y se construyo una comisión de especialistas para que analizaran el problema y confeccionaran un documento normativo sobre impermeabilización que incluyera detalles constructivos y los materiales adecuados para cada caso especifico.

PROPUESTAS DE SOLUCIÓN DE LA VIGA FISURADA DEL BLOQUE FACULTAD DE TECNOLOGIA

DIAGNOSTICO

Aplicar una terapia con un conocimiento amplio del diagnostico, implica satisfacción.

Las causas que pueden provocar lesiones en una estructura de hormigon pueden ser muchas y muy variadas, en este caso tenemos fisuras diferenciales.

TIPO DE DIAGNOSTICO

Diagnostico calificatorio

Afirma que si existe patología y reconoce su causa que lo origina, estas causas son debidas a fisuras diferenciados.

MÉTODO DE DIAGNOSTICO

Método directo

Corresponde al que descubre de inmediato la anomalía, en este caso hablamos de fisuras diferenciados.

TIPO DE PRONOSTICO

Pronostico optimista

El daño puede evolucionar favorablemente mediante la aplicación de una terapia, es decir, nuestra estructura podrá recuperar sus características resistentes mediante una reparación.

Escala para medir ancho de fisuras

Para medir ancho de fisuras resulta muy cómodo el empleo de escalas preparadas al efecto (fisurametro), tales como la indicada en la figura (a) la escala desliza de izquierda a derecha contra la fisura, hasta hacer coincidir la anchura.

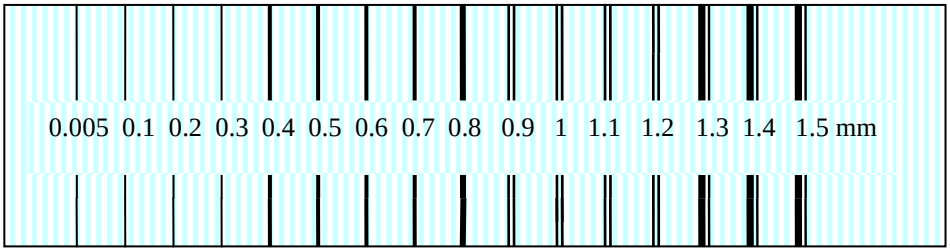


Fig. a *Escala para medir anchos de fisuras*

Una vez adaptada la medida de corrección, puede ya autorizarse la reparación de fisuras. Esta reparación no debe hacerse con un simple mortero de cemento porque son susceptibles a figurarse a su vez y despegarse del soporte. Sino la solución debe realizarse con morteros de resina epoxi u otros productos adecuados.

EVALUACIÓN.

Hay lesiones que no afectan a la integridad mecánica de la estructura y cuya reparación puede realizarse sin entrar en un análisis estructural. Estos casos suelen producirse en fisuras.

REPARACIÓN.

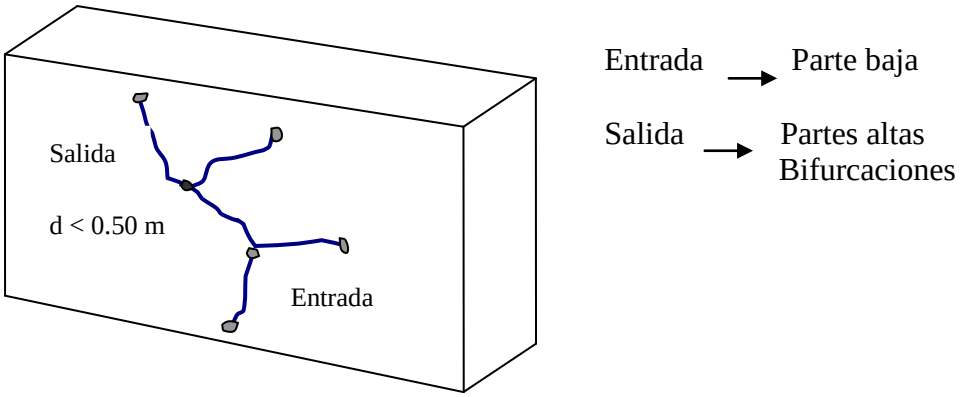


Fig. b *Esquema de inyección de las fisuras*

Es necesario tapar la superficie de la fisura antes de inyectar y colocar las boquillas de inyección.

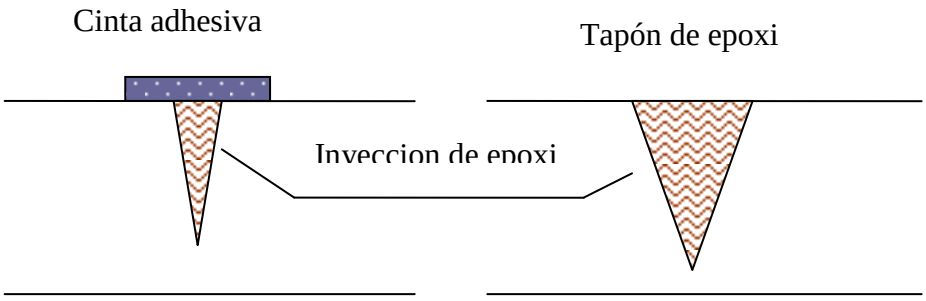


Fig .c *Técnicas de tratamiento de las fisuras*

Cinta adhesiva → Grietas estrechas
Hormigón sano

Sellado con epoxi → Grietas mayores
Hormigón algo deteriorado

Se inicia la inyección por el punto mas bajo hasta que rebose por el siguiente.
Se tapa la baquilla inferior.
Se continúa la inyección desde la boquilla que ha rebosado.
Se repite el proceso hasta que toda la fisura este completamente inyectado

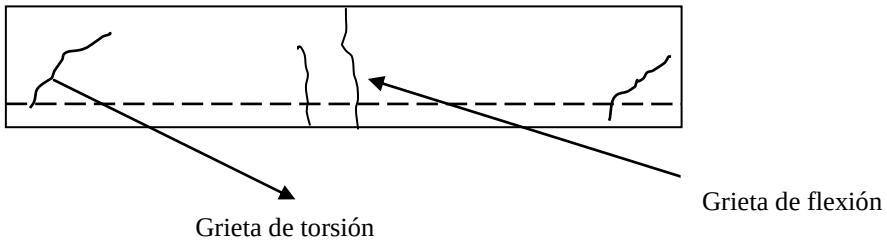


Fig. d *Agrietamiento de torsión y flexión*

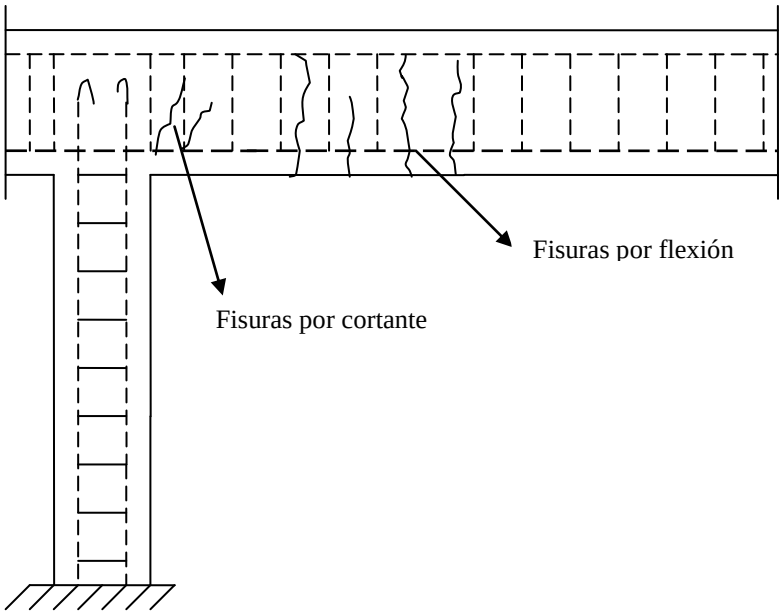


***Fig**. **e** Viga del bloque facultad de tecnología planta baja*

Método por Grapado de las fisuras

- Tratar de cocer la fisura por medio de barras que se colocan en ranuras practicadas normalmente a las fisuras
- Se debe considerar para que este tipo de reparación pueda ser efectiva es preciso utilizar aditivos en el mortero que afirma ser retracción y mas bien lo hagan expansivo y incremente su adherencia

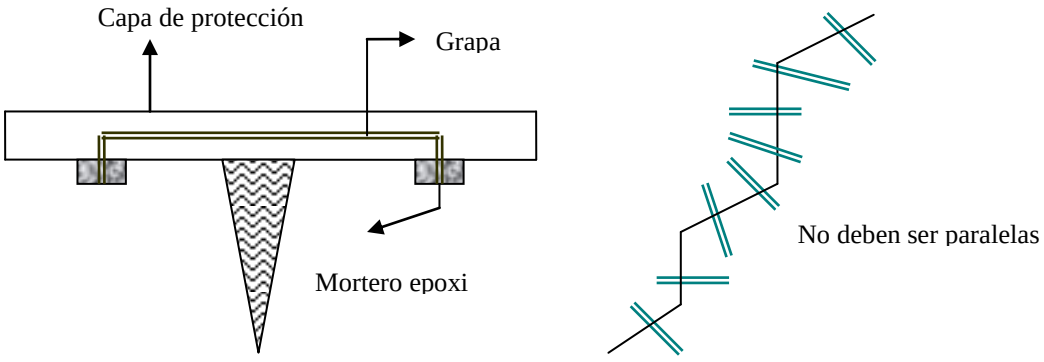


***Fig f** Método de grapado de las fisura*

En estos casos se puede procederlos a repararlos:

- Sin necesidad de realizar reforzamiento.
- Para recuperar la forma original del elemento puede usarse un mortero epoxico a dorsar una malla o tela metálica sobre la cual se coloca un mortero de cemento.
- Por regla general el desperfecto es mas notable en vigas

REFUERZO POR FLEXIÓN CON CHAPAS DE ANCLAJE

Generalmente solo es posible el refuerzo de vigas para momentos negativos hay que aceptar una plastificación suficiente para momentos negativos.

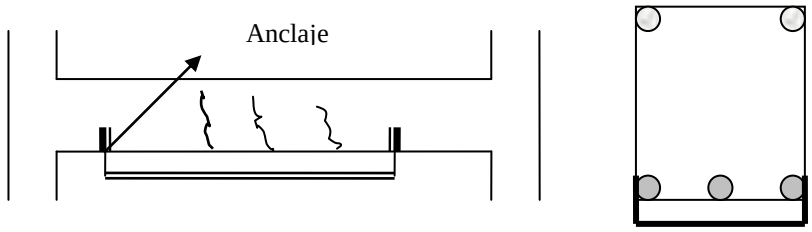


Fig g *Refuerzo por flexión en vigas*

Es necesario hacer un adecuado anclaje en sus extremos. Es conveniente que el espesor de la chapa sea menor de 3 o 4 mm, las chapas de anclaje pueden llegar a 10 mm.

REFUERZOS POR TORSIÓN CON CABLES

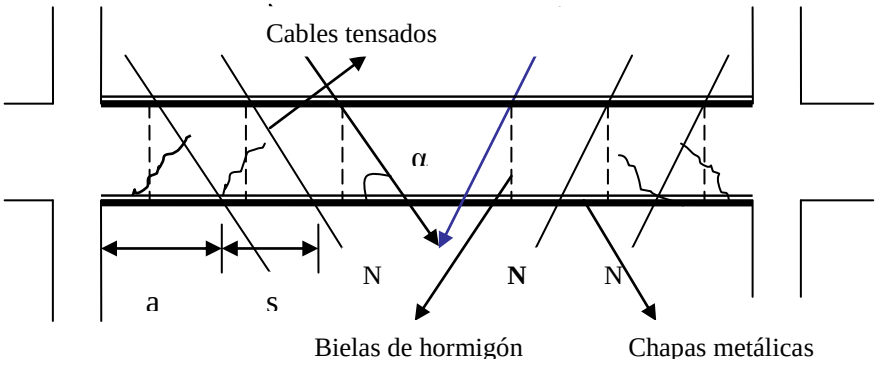


Fig h *Refuerzo por torsión con cables*