consiguiente, lugar a una fuerte expansión y a la desagregación total del concreto al destruirse el conglomerante y quedar suelto el árido, permitiendo un acceso mas fácil de iones sulfato. La intensidad de la reacción depende de factores como pueden ser: cantidad de aluminato en el cemento, solubilidad del sulfato, tipo de catión unido al radical sulfato -- sodio, magnesio, o calcio--, y permeabilidad del concreto y temperatura [*Fernández Cánovas, 1994*].

La desagregación del concreto se inicia en la superficie con un cambio de coloración, seguido de la aparición de grietas entrecruzadas cuyo espesor va aumentando, a la vez que se va produciendo una delaminación del concreto superficial, con curvado de las capas mas externas del mismo como consecuencia de los esfuerzos que producen la expansión de los productos producidos. Ver figura No. 35.

Los principales parámetros que influyen en la expansión son: las condiciones de exposición, es decir, la cantidad de sustancias agresivas disponibles, la susceptibilidad del concreto dependiente del tipo de cemento empleado, la permeabilidad del concreto, la cantidad de agua disponible y la temperatura.

Los sulfatos pueden encontrarse en el suelo y por tanto, en contacto con una cimentación o con otros elementos de concreto; pueden estar en los líquidos que transporta una tubería o que están en contacto con un canal o una presa; pueden acompañar al agua de mezclado o de curado del concreto; pueden proceder de productos que estén confinados en depósitos o contenedores de concreto, o bien pueden formarse por oxidación del SO_2 existente en atmósferas industriales y por consiguiente, en contacto con concretos situados a la intemperie.

Aunque el cemento está formado por la molienda conjunta de clinker y yeso, es decir, sulfato cálcico, empleado como regulador de la velocidad de fraguado, su reacción con el aluminato tricálcico del cemento no es nociva ya que tiene lugar cuando la pasta de cemento se encuentra en estado plástico y, por tanto, antes de producirse su endurecimiento, con lo cual, la expansión producida no da lugar a la creación de tensiones. En cambio, en un posterior ataque por sulfatos externos, actuando sobre el aluminato que no había quedado fijado en la reacción anterior, si se producirá reacción expansiva.

A título orientativo, enseguida se indican, de acuerdo con las directrices del

Instituto Americano del Concreto, los valores del contenido de sulfatos en el agua, que dan lugar a diferentes grados de agresividad [*ACI - 201, 1992*]:

AGRESIVIDAD	SO_4 (ppm)
Baja	0 - 150
Moderada	150 - 1,500
Severa	1,500 - 10,000
Muy severa	> 10,000

En la magnitud del ataque por aguas sulfatadas, al igual que ocurre con otros agresivos químicos en disolución, el que el agua esté estancada o en movimiento tiene mucha importancia, ya que el poder de lavado del cemento es mayor en el segundo caso; así ocurre igualmente en suelos cohesivos en los que el movimiento del agua es lento y por tanto, la intensidad del ataque es menor que en el caso de suelos arenosos.

Las aguas estancadas que contienen más del 0.5% de SO_3 son peligrosas, al igual que lo son las renovadas continuamente que contienen mas del 0.1% de SO_3. El agua que contiene sulfato magnésico es eminentemente agresiva, dado que la solubilidad de esta sal es muy elevada: 710 gr/l a 20°C aproximadamente.

4.5.4 Deterioro por álcalis

El mecanismo de deterioro por álcalis se asemeja mas al del deterioro por sulfatos que al del deterioro por ácidos, dado que el ataque es solo sobre ciertas sustancias del concreto. La diferencia entre el ataque por sulfatos y el ataque por álcalis es que la sustancia reactiva en el primer caso está en el cemento mientras que en el segundo caso está en los agregados. Este tipo de agresión ya fue descrita en el apartado 4.5.1.

4.5.5 Otros agresivos químicos

El **hipoclorito cálcico**, a pesar de tener carácter básico, en concentraciones elevadas puede atacar al concreto sobre todo si éste es muy poroso. Los concretos de buena calidad presentan un buen comportamiento frente a las disoluciones de hipoclorito.

El **hidróxido de sodio ó sosa cáustica**, no suele reaccionar con el cemento dado que éste es básico; sin embargo, cuando está en concentraciones superiores al 10% y la temperatura es elevada, puede producir la desagregación del concreto.

Los **jugos de frutas**, al contener ácidos orgánicos, suelen atacar al concreto con mayor o menor intensidad dependiendo de la naturaleza del ácido y de su concentración.

El **azúcar** termina atacando al concreto, y tanto mas cuanto mas profundamente entre dentro de su masa.

La **leche** en sí no es peligrosa, aunque si lo son los derivados ácidos de la misma por el **ácido láctico** que poseen. De aquí que en las industrias lácteas haya de protegerse el concreto, especialmente en los pisos donde se pueden producir derrames.

Los **aceites y grasas** derivadas del petróleo no poseen ácidos y por tanto, no suelen ser agresivos. Sin embargo, dado su gran poder de penetración, terminan filtrándose en el concreto y restando adherencia a los áridos con la pasta, con lo cual las resistencias mecánicas del concreto se reducen.

Las **aguas residuales** domésticas no suelen tener agentes agresivos que hagan peligrar la integridad del concreto, pero sí los poseen las aguas residuales industriales, y su agresividad dependerá de los componentes de las mismas y de su concentración, debido a lo cual es imprescindible analizar

estas aguas antes de decidirse por el tipo de tubería a emplear, o por el de revestimiento protector en el caso de utilizar tuberías de concreto.

El **alcohol metílico** y el **alcohol etílico** son fuertemente agresivos para el concreto. La glicerina y el glicol son moderadamente agresivos y dan lugar a la formación de sales solubles de cal.

Los **aldehídos** no son agresivos; sin embargo, la disolución de formaldehido da lugar a la formación de ácido fórmico que es moderadamente agresivo.

Las **aguas puras** procedentes de deshielo o las blandas, tienen carácter agresivo debido a su gran poder de disolución, fruto de su bajo contenido en cal, en sales disueltas y baja alcalinidad, siendo su agresividad dependiente de la pureza que posean estas aguas. Si el agua contiene anhídrido carbónico o sulfuroso en disolución, su poder agresivo se verá muy incrementado pues aparte de ser aguas blandas son también aguas ácidas.
El agua desmineralizada, destilada o procedente de deshielo posee un indice de Langelier negativo, lo que indica que tiene poder de disolver la cal. Estas aguas actúan disolviendo el hidróxido cálcico del concreto, haciéndolo cada vez mas poroso, permeable y menos resistente, a la vez que disminuyen la reserva alcalina del mismo. Si el agua se encuentra en movimiento, existe una continua renovación de la misma en contacto con el concreto, y por consiguiente el ataque será mas intenso.
Concretos muy compactos y fabricados con cementos puzolánicos, que fijan la cal, presentan un comportamiento mucho mejor que los poco compactos y realizados con cemento Portland rico en silicato tricálcico que libera mucha cal en su hidratación.

La **urea** es utilizada en la industria de los fertilizantes y como sal para deshielo de carreteras y aeropistas. La fórmula química de la urea es $CO(NH)_2$. Existe controversia respecto a si el deterioro del concreto en contacto con la urea es originado por ataque químico ó si se trata de agresión física derivada de la cristalización de sus sales en el interior de los poros del

concreto. Parece ser que el consenso de las opiniones es que el ataque no se debe a reacciones químicas entre la urea y el cemento.
El cloruro de sodio también se usa en grandes cantidades como sal para deshielo, aún y cuando se sabe que es sumamente agresivo hacia el acero de refuerzo.Se ha sugerido el reemplazo del cloruro de sodio por urea como descongelante; sin embargo, se ha demostrado que la urea es casi tan agresiva hacia el acero como lo es el cloruro de sodio [*Perkins, P., 1986*].
Una excelente referencia sobre los efectos provocados en el concreto por agresiones químicas incluyendo una guía de medidas profilácticas y terapéuticas es la publicada en 1989 por la Asociación Americana del Cemento Portland [*PCA, 1989*].

4.6 Deterioro del concreto endurecido por procesos biológicos

4.6.1 Aguas residuales

La forma principal de ataque biológico, y una de las mas graves, se presenta en los elementos de concreto que están en contacto habitual con aguas residuales. El daño es debido a la acción del ácido sulfúrico. En las aguas residuales existen habitualmente derivados orgánicos e inorgánicos del azufre, especialmente sulfitos -- aguas industriales --, y sulfatos -- aguas domésticas --.
Si la concentración de oxígeno es inferior a 0.1 mg/l, es decir si las aguas residuales son anaeróbicas, hay difusión de H_2S en el agua y en el aire y puede formarse ácido sulfúrico con agresión grave del concreto. Si la concentración de oxígeno es superior a 1 gr/l, es decir si las aguas residuales son aeróbicas, el riesgo no existe [*Calavera, 1996*].
La desintegración del concreto en sistemas de alcantarillado, ocurre típicamente solo por encima del nivel del agua, siendo mas severa inmediatamente arriba del nivel promedio diario. A lo largo de los lados arriba de este punto, puede hacerse evidente algo de corrosión, incrementando en

severidad hasta alcanzar la corona pudiendo en casos severos llegar a perforarse. La primera manifestación patológica es la aparición de eflorescencias blancas. El deterioro inicial es lento, pero en la medida en que progresa se vuelve mas rápido, produciendo el desconchamiento del concreto. Al alcanzar su desarrollo final, la superficie del concreto es reducida a un material suave y cremoso del cual se desprende el agregado.

Los compuestos de azufre presentes en el alcantarillado, son reducidos a sulfuros por la acción de microorganismos en aquellas partes del sistema en donde el oxígeno disuelto en las cargas residuales es expulsado como resultado de la acción biológica. Algunos de los sulfuros formados, se escapan a la atmósfera del alcantarillado en forma de gas de sulfuro de hidrógeno, el cual se disuelve en la humedad condensada en las paredes de los ductos por encima del nivel de flujo de las aguas residuales y sobre las paredes de los pozos de visita y cárcamos, en donde es convertido en ácido sulfúrico mediante una bacteria oxidante del azufre en presencia de oxígeno.

El ácido sulfúrico causa el deterioro del concreto de los ductos; dependiendo la severidad de la desintegración de las condiciones en el alcantarillado y del grado de resistencia que el concreto tenga contra el ataque de los ácidos. Este proceso se ilustra en la figura No. 36. La actividad óptima de los organismos productores de sulfuros y por consecuencia la producción de sulfuros, depende de las cantidades de sulfatos; de azufre orgánico y de otros materiales orgánicos disponibles; del potencial de oxidación - reducción; de la concentración de iones de hidrógeno; de la temperatura y de las condiciones del medio. La corrosión de los sistemas de alcantarillado es mas severa en las siguientes circunstancias [*Campbell y Roper, 1991*].

- Descargas de colectores principales ó tuberías a presión dentro de un alcantarillado de gravedad.

- Descargas en el alcantarillado de estiércol o contenidos de letrinas y otros desperdicios carbonosos de alta concentración.

- Descargas en el alcantarillado de ciertos efluentes industriales, particularmente aquellos con bajo pH.

- Sistemas de alcantarillado trazados con tan baja pendiente que la velocidad del agua residual es menor que la mínima requerida para arrastrar los desechos. En dichos sistemas, el drenaje se vuelve séptico y la lama se acumula en las paredes del alcantarillado por debajo del nivel del agua. La lama produce un excelente foco de fertilidad para los organismos productores de azufre.

- Tiempo de retención prolongado que se traduce en drenaje séptico en los ramales mas alejados.

Recomendaciones para diseñar y para construir obras y sistemas durables de concreto reforzado para manejo de aguas negras pueden consultarse en Bayer, E. (1983).

4.6.2 Concreto en contacto con abonos naturales

El caso mas frecuente es el de los silos de estiércol. El estiércol no es un agente agresivo, pero sufre un conjunto de reacciones químicas similares a las de las aguas residuales y entraña los mismos riesgos [*Calavera, 1996*].

4.6.3 Invernaderos e instalaciones análogas

En algunos casos se han empleado columnas de concreto sustentadas en cimientos de concreto de baja resistencia. Como en estas instalaciones es frecuente el abono del terreno, y la temperatura media suele ser superior a 20°C, el nitrito de amonio contenido en el abono ataca de forma grave al concreto [*Calavera, 1996*].

4.7 Deterioro superficial del concreto endurecido

Independientemente de las agresiones químicas y biológicas al concreto que se describieron en los apartados 4.5 y 4.6, existen formas de agresión que afectan al concreto, especialmente a su superficie y en particular a su aspecto estético. En este tipo de acciones sobre el concreto, como ocurre también en los ataques de tipo químico, no solo influye el clima general, sino los llamados microclimas, que a veces comprenden sólo distancias de pocos centímetros a la superficie del concreto.

Básicamente existen tres mecanismos de deterioro superficial: eflorescencias, depósitos de cultivos biológicos y depósitos de polvo por contaminación medioambiental.

4.7.1 Eflorescencias

Debido a la hidratación del cemento Portland, se forman aproximadamente 0.25 kg de hidróxido de calcio por cada kilo de cemento. Dependiendo de la compacidad del concreto, del tiempo de descimbrado y de las condiciones del clima, la cal disuelta se transporta hacia la superficie, y es transformada en carbonatos debido a la presencia de dióxido de carbono en la atmósfera. Las eflorescencias se activan por la baja compacidad, por el descimbrado prematuro y por el clima caliente, seguido de un periodo húmedo y fresco.

Si bien las eflorescencias no son un problema grave en zonas fácilmente accesibles a la limpieza, pueden crear problemas mas serios en otros casos, como los puentes, en los que la limpieza es muy costosa. Cualquier ácido débil es suficiente para la limpieza, siendo preferibles los orgánicos, por ejemplo, el ácido muriático en concentración 1/5 a 1/10, seguido de un lavado profuso con agua [*Hermann, K., 1998*].

4.7.2 Depósitos de cultivos biológicos

En superficies húmedas de concreto, es fácil que se alojen cultivos biológicos, en particular algas, que pueden afear su aspecto.
En la mayoría de las superficies húmedas de concreto se pueden desarrollar colonias de algas de color verde obscuro. Aunque se sabe que algunas algas pueden vivir en superficies alcalinas, una reducción en el pH de la superficie parece acelerar su desarrollo.
Después del examen minucioso de superficies que a primera vista parecían estar sucias, se encontró que en realidad estaban afectadas por contaminación biológica, mas que por depósitos minerales.
Esto sugiere que la aplicación en las superficies de concreto de agentes biocidas,de poder residual prolongado, podrán mejorar su apariencia.

4.7.3 Depósitos de polvo por contaminación medio ambiental

El viento deposita polvo sobre las superficies del concreto. En zonas de escasa lluvia, como ciudades en regiones desérticas, llega en algunos casos a colorear el concreto.
En general es el polvo muy fino ($d \leq 0.01$ mm) el que se adhiere mas firmemente a la superficie rugosa del concreto.
En este problema es fundamental la capacidad de lavado de las superficies por el agua de lluvia, tanto por los rehundidos y los resaltos que crean zonas de muy difícil o imposible limpieza, como por la influencia de la inclinación de la superficie. La figura No. 37 recoge las distintas situaciones. Una forma especialmente inadecuada es la de las terrazas y otros elementos como los indicados en la misma figura, ya que la lluvia no puede limpiar la zona curva. Diversos géneros y procedimientos de limpieza pueden consultarse en Hermann, K., 1998.

4.8 Corrosión del acero de refuerzo

La corrosión del acero de refuerzo es, con mucho, la principal causa del deterioro de las estructuras de concreto reforzado. Por lo tanto, en el diseño y ejecución de estructuras nuevas, como en la reparación de existentes, debe prestarse especial atención al aseguramiento de una protección del acero, que sea efectiva en el largo plazo.
A menos que se usaran barras de acero inoxidable, ó que las barras de acero al carbón se protegieran en forma total mediante recubrimientos impermeables como películas epóxicas ó galvanizado, el concreto que rodea las barras deberá ser tan impermeable como sea posible.

4.8.1 Protección natural del acero embebido en concreto

El concreto posee una característica de gran importancia para la construcción: protege natural y eficazmente las barras de acero de refuerzo contra la corrosión que causa el medio ambiente. Dicha protección se debe, en primer lugar, a que la solución contenida en los poros del concreto tiene un pH fuertemente alcalino y, por ello, mantiene inactivo naturalmente al acero. El hidróxido de calcio que se forma durante la hidratación de los silicatos y principalmente los óxidos de sodio y potasio -- álcalis -- presentes en el cemento, hacen posible que el pH de la fase acuosa contenida en los poros del concreto fabricado con cemento Portland fluctúe entre 12.5 y 13.5. En dichos valores de pH se forma espontáneamente una capa inerte de óxidos de hierro -- transparente, compacta y continua -- la cual preserva al acero de la corrosión por períodos indefinidos, aun en presencia de grandes cantidades de humedad en el concreto endurecido. Además de la protección por inactividad química, el concreto proporciona al refuerzo una protección física contra los agentes externos causantes de la corrosión del acero, ya que limita el acceso del agua, oxígeno, cloruros y otras sustancias que pueden tomar parte en el proceso de corrosión. Si bien el concreto no constituye una barrera perfecta debido a la red de poros que presenta y a la tendencia que

tiene a formar grietas, la importancia de la barrera física que representa el recubrimiento de concreto se relaciona principalmente con su capacidad para preservar las condiciones de un pH alto, necesarias para mantener el estado inerte del refuerzo al limitar la velocidad de penetración de sustancias ácidas desde el exterior [*González, J. A. y coautores, 1996*].

4.8.2 Mecanismos de la corrosión

Fuerza generadora de la corrosión La mayoría de los metales no se encuentran en estado puro en la naturaleza sino que están combinados con otros elementos formando diferentes compuestos llamados menas. Para obtenerlos en estado puro es necesario separarlos de estas menas, lo que requiere invertir una gran cantidad de energía. La cantidad de energía requerida para la extracción de un metal varía de un elemento a otro; por ejemplo, para extraer metales como el magnesio, el aluminio ó el fierro es necesario emplear gran cantidad de energía, mientras que ésta es relativamente poca cuando se trata de cobre o plata. [*Avila y Genescá, 1986*]. Sin embargo, al separarse, todos los metales almacenan energía, originando de este modo una tendencia a regresar a su estado original, es decir, oxidándose. La corrosión ocasiona que el metal regrese a un estado más estable, en otras palabras, es la causa de que los metales regresen a su estado original.

De esta manera, mientras mas energía se necesite para obtener un metal, mas fuerte será su tendencia a regresar a un estado mas estable y tenderá a corroerse con mayor rapidez. Si conocemos la cantidad de energía requerida para extraer los metales de sus menas y su consecuente tendencia para liberar dicha energía en forma de corrosión, podremos elaborar una lista que muestre la posición de dichos metales y, por lo tanto, su tendencia a corroerse. Ver cuadro No. 7.

Oxidación y reducción De las diversas operaciones que deben realizarse para extraer el metal del mineral, la principal puede resumirse en una sola

palabra: **reducción**. De igual manera, las transformaciones sufridas por el metal que retorna a su estado original también pueden resumirse en otro vocablo: **oxidación**.

Al ocurrir la reacción de **oxidación**, el fierro libera dos electrones lo que provoca que aumente su valencia. La reacción inversa produce una disminución en la valencia del metal y por ello se denomina **reducción**.

Por esta razón se puede decir que la reducción consume electrones y la oxidación, por el contrario, los libera, es decir, la reducción y la oxidación se complementan siempre la una a la otra [*West, J., 1986*].

Corrosión electroquímica De acuerdo con el tipo de ambiente donde ocurre la corrosión de los metales se pueden distinguir dos formas de corrosión: la corrosión química y la corrosión electroquímica. La corrosión química -- corrosión seca u oxidación directa -- ocurre debido al ataque de sistemas no electrolíticos, por ejemplo, gases y vapores a temperaturas que impiden su condensación sobre la superficie metálica o por líquidos no conductores de la corriente eléctrica.

Una reacción electroquímica es una reacción química en la que hay transferencia de electrones y iones; por lo tanto, cuando ocurre en un medio acuoso es un proceso de naturaleza electroquímica. La corrosión electroquímica comprende a la corrosión atmosférica en aire húmedo,a la producida por los suelos o a la corrosión provocada por medios electrolíticos como el agua de mar, las soluciones ácidas y los álcalis así como por sales fundidas [*Avila y Genescá, 1986*].

Para que pueda ocurrir la corrosión electroquímica, se necesita de cuatro elementos para formar la llamada pila de corrosión o pila galvánica: el ánodo, donde ocurre la reacción de oxidación; el cátodo, donde ocurre la reducción; el medio conductor que los ponga en contacto iónico, llamado electrolito y, para cerrar el circuito, un conductor electrónico que una al cátodo con el ánodo.

Pasivación y capas protectoras Como resultado de las reacciones de corrosión se producen algunos productos como ciertos óxidos o hidróxidos.

Estos productos pueden ser de dos tipos: solubles e insolubles. Los productos insolubles generalmente son películas muy delgadas de óxido, invisible al ojo, como es el caso del óxido de cromo, Cr_2O_3, que se forma en los aceros inoxidables o en el aluminio, el cual expuesto al aire forma una capa de óxido invisible la cual protege a éste contra la corrosión atmosférica. Este fenómeno de protección es lo que se conoce como pasivación. La pasivación de un metal se puede definir como la pérdida de reactividad química bajo ciertas condiciones ambientales [*Castro, P., y coautores, 1977*].
Este fenómeno se debe a una capa superficial muy delgada, de aproximadamente **30Å** que actúa como una barrera contra la corrosión.

Tipos de corrosión Se puede hacer una clasificación de acuerdo a la manera en la que se produce la corrosión. Entre los tipos mas comunes se pueden encontrar:

Corrosión bimetálica También se le conoce como corrosión galvánica. Ocurre cuando están en contacto eléctrico dos metales distintos expuestos a soluciones corrosivas ó a condiciones atmosféricas húmedas. Uno de ellos se comportará como ánodo y el otro como cátodo de acuerdo a la posición que tengan en la serie galvánica. Así, el mas negativo ó activo se corroerá con mayor intensidad mientras mas alejado esté del menos negativo en la serie galvánica.
El término de corrosión electroquímica se aplica también a un metal que tiene sectores sometidos a diferentes concentraciones de oxígeno, o que posee zonas con distintas estructuras cristalinas, heterogeneidades en el entorno que lo rodea ó que está sometido a diferentes esfuerzos, dando lugar a la formación de una pila. De este tipo de corrosión me ocuparé por ser la responsable de los daños que aparecen en las estructuras de concreto reforzado.

Corrosión uniforme Este tipo de corrosión se puede dar cuando el ataque se extiende casi por igual sobre toda la superficie. Ejemplos de este tipo se pueden apreciar cuando se exponen piezas de acero en soluciones diluidas

ácidas o se exponen a agentes atmosféricos normales. En el área de la construcción se presenta comúnmente en los marcos de estructuras metálicas.

Corrosión localizada Este ataque tiene lugar solamente en determinadas áreas de la superficie, teniendo lugar en estas una intensificación del proceso corrosivo en comparación con la corrosión generalizada, pudiendo ser en un extremo peligroso ya que puede conducir al colapso prematuro de una pieza.

Corrosión por picaduras Este tipo de ataque se manifiesta, como su nombre lo indica, en forma de picaduras estrechas y profundas. Son difíciles de descubrir debido al pequeño diámetro de éstas y porque comúnmente están recubiertas de los productos de la corrosión.
La corrosión por picaduras es la que generalmente se presenta en el acero de refuerzo de puentes, muelles y estructuras que sean propensas al ataque de cloruros.

Corrosión en grietas o hendiduras Se presenta en uniones de piezas metálicas, en rendijas, debajo de arandelas, tuercas o remaches, en juntas traslapadas o debajo de depósitos u objetos localizados sobre la superficie metálica.

Corrosión intergranular Todos los metales de uso práctico están constituidos por cristales que forman regiones cristalinas o granos, los cuales están orientados generalmente al azar. La corrosión intergranular es una forma de ataque localizado en el borde del grano o regiones adyacentes. El ataque se

presenta cuando el borde del grano es anódico respecto al grano y se forma una pequeña área anódica frente a una extensa área catódica, similar a los efectos de área de la corrosión galvánica.

Corrosión bajo esfuerzo Esta es una forma de ataque localizado; sin embargo se requieren de dos factores fundamentales: la presencia de un medio corrosivo específico y la presencia de esfuerzos a tensión, ya sea

aplicados o residuales en el material. Por ejemplo, en países de clima frío, algunos puentes presentan daños de este tipo, ya que generalmente durante el invierno se les deposita sales anticongelantes, las cuales contienen cloruros que son agresivos para las barras de refuerzo y además están sometidos a las cargas que el tráfico proporciona normalmente.

Corrosión - fatiga Es una forma muy parecida a la corrosión bajo esfuerzo, con la diferencia de que los esfuerzos que la provocan son de tipo cíclico y pueden ser introducidos por procesos térmicos o mecánicos.

Corrosión - erosión Se considera que es el aumento en la velocidad del deterioro que sufre un metal debido al movimiento relativo entre un fluido corrosivo y la superficie metálica. Ejemplos de este tipo de deterioro se pueden observar en las tuberías de acero o de concreto que conducen ciertos fluidos corrosivos.

Corrosión bacteriológica Ese tipo de corrosión es generado por microorganismos de diferentes variedades, los cuales actúan de una manera sinergética. Así, por ejemplo, algunos microorganismos del agua de mar pueden atacar a los pilotes de puentes o muelles provocando de esta manera la corrosión de la estructura.

Causas de la corrosión del acero embebido en concreto La corrosión del acero de refuerzo en las estructuras de concreto ocurre por la destrucción de la capa pasivante formada naturalmente sobre el acero embebido en el concreto. Esta tiene dos causas principales:

- La presencia de una cantidad suficiente de cloruros, añadidos durante la fabricación del concreto o por la penetración del exterior, ó de otros iones despasivantes en contacto con el refuerzo.

- La disminución de la alcalinidad del concreto, cuando éste reacciona con sustancias ácidas del medio ambiente.

Los iones despasivantes provocan una corrosión de tipo localizado, mientras que la reducción de la alcalinidad del concreto permite la disolución completa de la capa despasivante y, por lo tanto, ocasiona una corrosión de tipo generalizado [*González, J. A. y coautores, 1996*].

Carácter electroquímico de la corrosión del acero de refuerzo El concreto es un material poroso, por lo que se puede hablar de la existencia de dos fases: una fase sólida de minerales hidratados y una fase líquida contenida en e interior de los poros solución del poro.

Actualmente se reconoce que la corrosión del acero de refuerzo embebido en el concreto ocurre por medio de un proceso de tipo electroquímico, esto es que la reacción global de la corrosión es el resultado de dos o mas reacciones electroquímicas parciales -- independientes entre sí -- que se llevan a cabo en la interfase metal (acero)/electrolito (solución del poro). Dichas reacciones electroquímicas parciales alejan al metal que se corroe de su estado de equilibrio, dando como resultado su disolución.

Como en todo proceso de corrosión electroquímica, en el acero de refuerzo debe formarse una pila de corrosión, es decir que debe haber un ánodo y un cátodo conectados eléctricamente y un conductor iónico que debe cerrar el circuito.

La existencia de ánodos y cátodos en el refuerzo está garantizada en el acero/concreto debido a las heterogeneidades del sistema:

- **En la escala macroscópica**, que resulta de la estructura porosa del concreto y del empleo de agregados, así como del proceso de fabricación y de las condiciones de curado, que dan origen a regiones con diferentes propiedades tanto químicas como físicas y....

- **En la escala microscópica**, las heterogeneidades pueden estar causadas por gradientes de temperatura, acero no uniforme de agua y sales, y a defectos adquiridos durante la puesta en obra de concreto.

Por lo que respecta a las características de la solución del poro que controlan la corrosión de refuerzo, se tiene [*Castro, P. y coautores, 1997*]:

- **Composición y cantidad de la solución en los poros del concreto**: La composición de la solución del poro es un factor decisivo para determinar si la barra está corroída o no. Varias investigaciones han mostrado que cuando la solución del poro contiene cantidades elevadas de álcalis, como las sales de sodio y potasio,el pH de ésta se mantiene elevado, teniendo de esta manera un ambiente muy alcalino alrededor del refuerzo, lo que contrarresta la acción de los cloruros.
  De acuerdo con la cantidad de solución que contengan los poros en el concreto se puede determinar el grado de saturación, el cual incide fuertemente en la cinética de la corrosión y determina el estado de corrosión en la interfase acero/concreto.

- **Estructura y distribución de la red de poros del concreto**: El tamaño, la distribución y la interconexión de los poros determina la disponibilidad de oxígeno y humedad necesarios para la permanencia de la capa pasivante, así como la tasa de ingreso de iones agresivos o otros agentes iniciadores de la corrosión.

- **Presencia de Hidróxido de Calcio [$CaOH)_2$] precipitado**: La solubilidad de este compuesto es limitada en soluciones acuosas y el volumen del producto de la reacción de hidratación permanece como una sustancia sólida embebida en la pasta de cemento. Aunque su contribución a la resistencia mecánica del concreto es pobre, mantiene la solución del poro en un valor elevado de pH. Durante el desarrollo del proceso de corrosión del acero embebido en concreto ocurren las siguientes reacciones electroquímicas parciales:

En las zonas anódicas, ó zonas donde se corroe el acero, formadas en la superficie de las barras de refuerzo, ocurre la siguiente reacción de oxidación:

$$Fe \Rightarrow Fe^{++} + 2e^-$$

Dicha reacción libera electrones que fluyen a través de la misma barra metálica hacia las zonas catódicas, donde se consumen en una reacción de reducción, la cual – dependiendo de la disponibilidad de oxígeno y del pH de la solución acuosa de los poros del concreto puede ser:

$$2H_2O + O_2 + 4e^- \Rightarrow 4OH$$

ó también:

$$2H^+ + 2e^- \Rightarrow H_2$$

El circuito electroquímico se cierra a través del transporte de especies cargadas (iones hidroxilo y ferrosos), presentes en la solución acuosa de los poros del concreto. En la figura No. 38 se muestra un esquema del mecanismo de corrosión en el concreto reforzado, en ausencia de cloruros.
La rapidez de esta transferencia de iones en el sistema que se corroe depende de la temperatura, del contenido de humedad en los poros, de la concentración de iones en la solución y de la permeabilidad del concreto.

En el acero de refuerzo embebido en concreto se puede distinguir la formación de dos tipos de pilas de corrosión: las microceldas; ver figura No. 39, en donde los sitios de actividad anódica y catódica están uniformemente distribuidos sobre el metal, y las macroceldas; ver figura No. 40, en donde los sitios de actividad anódica y catódica están localizados y separados entre sí [*Castro, P. y coautores, 1997*].

Corrosión localizada: ataque por cloruros La situación mas agresiva y común que puede desencadenar la corrosión localizada en el acero de

refuerzo en el concreto es la presencia de cloruros. Existen otros iones despasivantes como los sulfuros y sulfatos, pero son menos frecuentes y peligrosos que los cloruros.

El ingreso de cloruros puede ocurrir de varias formas: del exterior, a través de los poros del concreto; por la adición, durante la fabricación de éstos como aditivos; o por el uso de materiales contaminados.

En algunas partes del mundo es difícil disponer de agregados libres de sal y agua potable para la fabricación del concreto, por lo que la incorporación de cloruros es inevitable. Los cloruros también pueden ingresar al concreto a través de aditivos acelerantes del fraguado, o reductores de agua, los cuales suelen contener cloruros en su composición. Por ejemplo, en muchos países se ha prohibido el uso de cloruro de calcio como acelerante del fraguado por su elevada agresividad en la corrosión del acero de refuerzo.

En países con clima frío, el empleo de cloruro de sodio como anticongelante en puentes y carreteras provoca un severo deterioro por corrosión del acero de refuerzo. En las regiones tropicales de México, la principal fuente de contaminación es la sal proveniente del aerosol marino en las costas.

Mecanismos de penetración de cloruros Los cloruros pueden penetrar el concreto por succión capilar del agua salada en el concreto mas o menos seco a través de la red de poros. Por medio de este proceso, el agua salada puede penetrar con gran rapidez y provocar daños severos al producirse la corrosión en poco tiempo.

En cambio, en las estructuras sumergidas, los cloruros pueden penetrar principalmente por difusión, debido al gradiente de concentraciones de la solución de poro.

La penetración de cloruros ocurre, por lo general, a través de la combinación de varios mecanismos, por lo que es importante que los modelos para simular los ataques por cloruros tengan en cuenta todos los factores. Por ejemplo, además de un mecanismo de difusión, que es relativamente lento, los cloruros pueden penetrar mucho mas rápidamente por fuerzas capilares, mecanismo muy propio de ambientes de aerosol marino existente en climas cálidos marítimos, como el que existe en las regiones costeras de nuestro país, ya que

los cloruros se encuentran suspendidos en la niebla salina. En este fenómeno influye mucho la dirección predominante del viento y la insolación. [*Castro, P. y coautores, 1997*].

Mecanismos de ataque de cloruros Una vez que han llegado a la barra de refuerzo en cantidades suficientes, los cloruros pueden destruir la pasividad natural del acero de refuerzo, provocando su corrosión. Aún se discute el mecanismo por el cual estos iones destruyen la pasividad, sin embargo se han propuesto varias teorías, entre ellas la de la **formación del compuesto**. Esta teoría plantea que los iones libres de cloro forman un compuesto soluble con los iones de fierro, de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$2\ Fe + 6\ Cl^- \Rightarrow 2\ FeCl^-_3 + 4\ e^-$$

El compuesto así obtenido se dispersa hacia otra zona alejada del ánodo, donde el pH y la concentración de oxígeno disuelto son elevados. En consecuencia, el compuesto se disocia, precipitándose el hidróxido de fierro y liberándose los iones cloruro:

$$FeCl^-_3 + 2\ OH^- \Rightarrow Fe(OH)_2 + 3\ Cl^-$$

Debido a que los cloruros no se agotan en este proceso y la corrosión no se detiene por la alta concentración de fierro en la vecindad del acero, el proceso puede continuar catalíticamente, emigrando desde el acero y reaccionando con el oxígeno para formar óxidos ó hidróxidos.

Por lo tanto, en vez de que la corrosión se propague a lo largo del acero de refuerzo, se mantiene en las zonas anódicas, lo que provoca picaduras profundas en el acero.

En la figura No. 41 se muestra un esquema del mecanismo de corrosión del acero de refuerzo en el concreto debido al rompimiento de la capa pasivante del acero por efecto de los iones cloruro.

En general, estas teorías sugieren que sólo los cloruros libres, es decir los disueltos en la solución de poro, participan en el proceso de corrosión. Sin embargo, es probable que los cloruros que se han unido a algún proceso de hidratación del cemento rompan ese enlace y regresen a la solución. Es por eso que algunos investigadores consideran que los cloruros ligados representan un riesgo potencial de corrosión y recomiendan tomar en cuenta el riesgo de corrosión en términos de cloruros totales [*Neville, A., 1995*].

Niveles de cloruros iniciadores de la corrosión Para que los cloruros rompan la capa inerte de la barra y comience el proceso de corrosión, requieren estar en una concentración llamada nivel iniciador de la corrosión. Este nivel depende de numerosos factores, entre ellos:

- El proporcionamiento del concreto,
- El tipo de cemento finura, contenido de yeso, contenido de aluminato tricálcico, entre otros.
- La relación agua/cemento
- El contenido de sulfatos,
- Las condiciones de curado, edad e historia ambiental del concreto,
- La rugosidad y limpieza de las barras de refuerzo.

Por esta razón no se puede determinar un valor fijo general para todos los niveles de concreto. Sin embargo, se han desarrollado varias investigaciones para conocer el nivel de cloruros iniciadores de la corrosión. Asimismo, algunos países han establecido límites en sus normas o reglamentos de construcción.

El contenido límite de cloruros suele expresarse en porcentaje por peso de cemento (%Cl pp de cemento); en porcentaje por peso de concreto (%Cl pp de concreto) o en kg de Cl por m^3 de concreto.

En México se han realizado investigaciones para conocer la concentración umbral de cloruros en concreto fabricado con agregados pétreos de trituración y ensayando diferentes relaciones de cloruros y tiempos de curado. Dicho valor se encuentra entre 1 y 2 kg de Cl/m^3 de concreto para ciertas

circunstancias específicas [*Castro P., y coautores 1997*].
Varios investigadores opinan que el nivel limite de cloruros también está en función de la cantidad de hidroxilos presente en la solución de poro y que el cociente $(Cl)^- / (OH)^-$ es el factor mas importante para determinar si la barra está aún pasivada. K. Tuutti, 1985 propone un valor límite de $(Cl)^- / (OH)^-$ de 0.61.

Corrosión generalizada: carbonatación La concentración típica de bióxido de carbono (CO_2) en la atmósfera es de 0.03%. Debido a sus características ácidas, el CO_2 reacciona con el concreto húmedo, gracias a la naturaleza alcalina de éste último. Este proceso se conoce cono **carbonatación.**
El proceso de carbonatación se lleva a cabo de la siguiente manera: el aire que está en contacto con la superficie de concreto penetra por los poros capilares y el CO_2 que contiene, reacciona rápidamente con los hidróxidos en la solución de poro. Ver figura No. 42 .

$$Ca\ (OH)_2 + CO_2 \Rightarrow Ca\ CO_3 + H_2O$$

$$2\ Na(OH) + CO_2 \Rightarrow Na_2\ CO_3 + H_2O$$

El aire que entra entonces en los poros ya no contiene bióxido de carbono, creándose de esta manera una diferencia de concentración de CO_2 entre el aire del exterior y el del interior. Esta diferencia produce la difusión del CO_2 atmosférico hacia el interior de los poros.
Los productos precipitados durante la reacción del CO_2 con los hidróxidos disminuyen la permeabilidad del concreto y reducen el pH de la solución del poro. Si la carbonatación continúa, entonces la fase sólida de la pasta de cemento también reacciona con el CO_2, desligando los cloruros de los cloroaluminatos e incrementándose de esta manera el peligro de corrosión.
La principal consecuencia de la carbonatación es una caída abrupta del pH de la solución del poro y por lo tanto aparece un frente de carbonatación,

separando dos zonas: una hacia la superficie, con un pH menor de 8 y otra, hacia el interior del concreto, con un pH superior a 12. Estas zonas se pueden distinguir fácilmente por medio de un indicador de pH como la fenolftaleína; sin embargo, se prosiguen las investigaciones para obtener otros métodos de medición que comparen su eficiencia [*Castro, P. y coautores, 1997*].

Cuando el frente de carbonatación llega al refuerzo, la capa pasiva se vuelve inestable, rompiéndose la protección que le confería al acero e iniciándose el proceso de corrosión. Este último, en este caso, es generalizado y homogéneo, tal como si el refuerzo estuviera expuesto a la atmósfera sin ninguna protección, pero con el agravante de que la humedad permanece en el interior del concreto y, por lo tanto, en contacto con el acero durante mas tiempo. Dicha circunstancia produce, a largo plazo, una reducción en la sección transversal de la barra y una cantidad significativa de óxidos y productos de corrosión, los cuales pueden inducir esfuerzos de tensión en el concreto que agrieten el recubrimiento, o bien pueden difundirse a través de los poros hacia la superficie del concreto y producir manchas en el acabado. Cuando la carbonatación se produce en un concreto que contiene cloruros, los efectos dañinos de la primera se suman a los efectos nocivos de los segundos, y generan una corrosión severa.

Para modelar el fenómeno de carbonatación se han desarrollado varias fórmulas matemáticas. La mas común afirma que este fenómeno sigue una tendencia parabólica, donde la profundidad de carbonatación, x, es proporcional a la raíz cuadrada del tiempo de exposición, t:

$$x = k\sqrt{t}$$

El valor de k depende de diversas variables como el tipo de cemento, la relación agua/cemento, la proporción del cemento, y las características del medio ambiente. De esta manera, a mayor humedad en los poros, el CO_2 penetra con mas dificultad que si no tuviera agua. La gráfica No. 3 ilustra lo anterior.

Aunque el proceso de carbonatación en el concreto es muy lento, hay dos factores que pueden reducir la vida esperada de las estructuras: primero, una delgada capa de recubrimiento de concreto y; segundo la existencia de grietas. Si se proporciona un recubrimiento adecuado al refuerzo, la carbonatación no penetra tanto como para dañar la pasividad del acero durante la vida útil de la estructura.

Influencia de las grietas en la corrosión Las grietas en el concreto constituyen un camino para que los agentes externos lleguen rápidamente hasta el acero de refuerzo. A través de las grietas, tanto la carbonatación como los cloruros tienden a penetrar mas de prisa hacia el acero. Una vez que llegan al refuerzo, se forman macropilas de corrosión, de manera que el acero expuesto en la fisura actúa anódicamente mientras que el proceso catódico ocurre en áreas sin fisuras.

Se han recomendado algunos espesores de recubrimiento y anchos permisibles de grietas. Por ejemplo, se sabe que en grietas menores de 0.4 mm el riesgo de corrosión es independiente de la abertura de la grieta. En general, este tipo de fisuras se obturan por los productos de hidratación del cemento y no representan un riesgo en términos de la vida útil de las estructuras.

Las fisuras que corren transversalmente al acero de refuerzo son menos perjudiciales que las longitudinales porque la corrosión queda confinada en pequeñas áreas superficiales, por lo que el riesgo de que se desprenda el concreto es insignificante.

Modelo de Tuutti La corrosión del acero disminuye la vida útil de las estructuras de concreto reforzado, por lo que pronosticar la vida útil de las estructuras dañadas por corrosión reviste una enorme importancia en lo económico y en lo tecnológico.

Si bien no existe un método totalmente aceptado para calcular la vida residual de las estructuras de concreto reforzado, sí se han establecido varios procedimientos para estimar a vida útil de las estructuras de concreto.

Un modelo que describe el proceso de deterioro de las estructuras a partir de la corrosión es el propuesto por Tuutti, 1985 quien establece un nivel de corrosión máximo aceptable relacionado con la aparición de grietas y sugiere dos períodos: uno de iniciación y otro de propagación. Ver gráfica No. 4.

El periodo de iniciación (to) se refiere al tiempo en que los cloruros y el CO_2 penetran desde la superficie a través del recubrimiento hasta llegar al refuerzo. Durante este periodo, el acero se encuentra inerte hasta que llega al nivel iniciador de corrosión. El periodo de propagación (ti) es el tiempo en el cual empieza la despasivación del refuerzo y se propaga la corrosión a una velocidad significativa.

Actualmente, algunos autores están explorando este modelo en su vertiente cuantitativa.

A pesar de que aún no se cuenta con un método específico que permita determinar la vida útil de las estructuras dañadas por corrosión, se han desarrollado diversas tecnologías para realizar un cálculo estimado de la vida útil residual.

Una de ellas es la realización de inspección de daños mediante una serie de pruebas in situ y de laboratorio para determinar el avance de la corrosión [*P. Castro y coautores, 1997*].

4.8.3 Parámetros importantes

Todos los procesos que propician la corrosión del acero de refuerzo, son mas o menos controlados por mecanismos de transporte como son:

- **Carbonatación:** difusión de dióxido de carbono en los poros llenos de aire.
- **Penetración de cloruros:** difusión de cloruros en los poros llenos de agua y succión capilar de agua con contenido de cloruros hacia dentro de los poros llenos de aire.
- **Corrosión del acero de refuerzo:** difusión de oxígeno en los poros llenos de aire.

Por lo tanto, el principal parámetro en relación con la corrosión y protección del acero de refuerzo, tanto en el concreto agrietado y como en el no agrietado, es la **calidad del recubrimiento de concreto**. Esta calidad se define en términos del **espesor y de la permeabilidad** del recubrimiento. Otro parámètro importante es el **microclima** en la superficie del concreto.

Espesor del recubrimiento de concreto En apartados anteriores mencioné que la velocidad con que el dióxido de carbono y los cloruros penetran en el concreto puede expresarse en forma simplificada en función de la raíz cuadrada del tiempo. Sin embargo, cálculos exactos con base en mediciones reales han demostrado que la razón de cambio del incremento de la profundidad es mayor a edades tempranas y menor al aumentar el tiempo.
Esto significa que si el recubrimiento de concreto se reduce a la mitad, el estado crítico para peligro incipiente de corrosión será alcanzado en menos de la cuarta parte del tiempo. Ver gráfica No. 14.

Permeabilidad del recubrimiento de concreto Son tres los factores que influyen más significativamente en la permeabilidad del recubrimiento: la relación **agua/cemento, la compactación y el curado**.

- **Influencia de la relación agua/cemento** La relación agua/cemento del concreto influye decisivamente en la permeabilidad del mismo. Particularmente en casos donde la relación agua/cemento excede 0.6, la permeabilidad se incrementará considerablemente con la relación agua/cemento, debido al incremento en la porosidad capilar. La gráfica No. 15 muestra cómo la permeabilidad al paso del agua depende de la relación agua/cemento y del grado de hidratación. En principio, la misma influencia básica de la relación agua/cemento es verdadera para la permeabilidad al paso de gases y de iones.

- **Influencia de la compactación** Una compactación pobre, con oquedades, tiende a incrementar la permeabilidad del concreto, a tal grado que la protección del acero de acero de refuerzo llega a desaparecer.

- **Influencia del curado** Si el concreto es curado insuficientemente, la permeabilidad del recubrimiento de concreto puede incrementarse desde cinco hasta diez veces. La profundidad de la influencia depende del nivel de secado; sin embargo, frecuentemente es igual ó mayor que el espesor del recubrimiento de concreto. El viento y las altas temperaturas son muy peligrosas en lo concerniente al secado prematuro de la superficie de concreto.

  Cualquier acción que se tome para curar después del secado del concreto, es inútil porque el proceso de endurecimiento casi no continuará después de haber sido interrumpido una vez. Por lo tanto, las acciones para un curado eficaz deben comenzar inmediatamente después de depositar el concreto y no deben ser interrumpidas.

  La sensibilidad al curado se incrementa al aumentar la relación agua/cemento y al disminuir el contenido de cemento. La influencia del tipo de cemento en la sensibilidad al curado la comentaré más adelante.

Contenido de cemento Al aumentar el contenido de cemento, el blindaje del concreto, para ambos, el dióxido de carbono y el cloro, también aumentará como se aprecia en la gráfica No. 16. Sin embargo, por encima del rango normal del contenido de cemento, los niveles de penetración de la carbonatación y de cloruros son influenciados en una proporción considerablemente menor, por el contenido de cemento, que por la relación agua/cemento, la calidad de la compactación y el curado. No obstante, la cantidad de cemento es importante en relación con la trabajabilidad, y hasta cierto punto, con la sensibilidad al curado.

Normalmente, un contenido de cemento en el rango de 300 kg/m3 es suficiente para lograr una permeabilidad lo suficientemente baja y una buena durabilidad, siempre y cuando la relación agua/cemento sea mantenida por debajo de 0.5-0.6, dependiendo de las condiciones ambientales -- presencia ó ausencia de cloruros -- y de un curado adecuado. En casos en los que se tomen cuidados especiales para lograr una buena calidad del concreto, un contenido de cemento menor pudiera ser suficiente.

Una opción para asegurar una buena calidad de concreto suficiente puede ser mediante la especificación de resistencias mínimas relativamente altas, diferenciadas de acuerdo a la clase de exposición.

Tipo de cemento Generalmente los cementos modificados y adicionados con puzolanas naturales, con escoria de alto horno ó con ceniza volante tienen propiedades comunes de: endurecimiento lento a edad temprana, y proceso peculiar de endurecimiento posterior.
Esto significa que los cementos modificados y con adiciones son más sensibles al curado que los cementos portland.
Si el endurecimiento final es garantizado por un curado adecuado, se puede lograr una baja permeabilidad del concreto utilizando cementos modificados y adicionados en lugar de cementos portland. De este modo, especialmente, la resistencia contra la penetración de cloruros puede ser mejorada.
Independientemente del tipo de cemento que se utilice, un curado inadecuado puede producir una pobre calidad -- en términos de permeabilidad y capacidad de blindaje -- del recubrimiento de concreto. La sensibilidad al curado es especialmente alta si se utilizan cementos con altos porcentajes de adiciones, p.ej. más de 50% de escoria; más de 15% de ceniza volante; ó más de 8% de humo de sílice. Ver gráfica No.13.

Medio ambiente En medio ambientes permanentemente secos con humedad relativa menor al 60%, el riesgo de corrosión es bajo, aún cuando el concreto esté carbonatado, debido a que se impide el proceso electrolítico. En caso de alto contenido de cloruros, la corrosión puede ser posible aún en medio ambientes secos debido a efectos higroscópicos, los cuales incrementan el contenido de agua del concreto.
En concretos permanentemente saturados de agua, el riesgo de corrosión es bajo debido a la falta de oxígeno, aún y cuando el concreto esté altamente contaminado por cloruros.

Las condiciones más propicias para la corrosión del acero de refuerzo en el concreto son los ciclos alternados de humedad y secado en combinación con altas temperaturas. Todos los procesos involucrados se aceleran considerablemente al aumentar la temperatura.

Recapitulando, los factores de mayor importancia para la calidad de la capa superficial del concreto, es decir, del recubrimiento son: **la relación agua/cemento, la compactación y el curado.**
El contenido de cemento influye principalmente en la trabajabilidad, y por consiguiente, indirectamente, en la permeabilidad y en la sensibilidad al curado del recubrimiento de concreto.
La capa superficial de concreto es especialmente susceptible a incrementar su permeabilidad como consecuencia de un diseño inadecuado y de una mala ejecución. En este caso, cualquier recubrimiento de concreto de espesor localmente reducido, puede disminuir considerablemente la durabilidad de la estructura.

4.8.4 Efectos de la corrosión

El proceso de corrosión puede resultar en una reducción de la sección transversal del acero de refuerzo y en un estallamiento del recubrimiento de concreto. Si la sección transversal se reduce, la capacidad de carga del acero disminuye de una manera casi lineal, mientras que las propiedades de deformación y de resistencia a la fatiga pueden verse disminuidas más sustancialmente por una pequeña reducción en la sección transversal. Esto significa que las dos últimas propiedades son mucho más sensibles a la corrosión que la capacidad de carga.
La herrumbre tiene un volumen sustancialmente más alto que el acero - teóricamente seis ó más veces- dependiendo de la disponibilidad de oxígeno. Esto conduce a fuerzas transversales de expansión que pueden causar agrietamiento y estallamiento del concreto circundante. Este efecto de la corrosión del acero de refuerzo, puede producir un colapso súbito, si el

agrietamiento longitudinal a lo largo de las barras ocurre en la región de anclaje de las mismas.

Cuando la corrosión se desarrolla en medio ambientes bajos en disponibilidad de oxígeno, el volumen de los productos de la herrumbre puede ser solamente de 1.5 a dos veces mayor que el volumen del acero. Tales procesos de corrosión se desarrollan lentamente, y en algunos casos, los productos de la herrumbre se pueden difundir en los vacíos y en los poros del concreto sin causar agrietamiento y estallamiento. En estos casos extraños, se puede llegar a desarrollar una corrosión severa en el acero de refuerzo sin alguna señal visible y pudiese llegar a ocurrir repentinamente el colapso.

4.9 Daños ocasionados por acciones mecánicas

4.9.1 Agrietamiento por actuación directa de cargas

Se consideran como grietas provocadas por acciones mecánicas las que aparecen en los elementos estructurales cuando se ha producido el agotamiento del concreto como consecuencia de esfuerzos de tensión, de flexión, de cortante, de torsión ó de compresión. En muchos casos, estas acciones pueden superponerse entre sí complicando fuertemente el diagnóstico. Los siguientes puntos merecen atención especial:

- En cualquier sección, sensiblemente perpendicular a la dirección de los esfuerzos principales de tensión, dimensionada de acuerdo con las disposiciones de los reglamentos de construcción vigentes, con los recubrimientos normales estipulados, el agrietamiento esperado bajo cargas de servicio es de pequeño orden de magnitud, i. e., aberturas menores de 0.5 mm.

- Si bien en ensayes de laboratorio de especímenes llevados al colapso, se presenta una gran profusión de grietas relativamente cercanas entre sí, en la práctica este no es el caso, ya que las cargas reales de servicio nunca son lo suficientemente altas como para producir una configuración de grietas cercana al colapso, como la obtenida en laboratorio. En el peor de los casos, lo que normalmente se encuentra en la realidad, son unas cuantas fisuras en los puntos de máximo esfuerzo.

- Cuando se presentan grietas con aberturas significativas, inducidas por actuación directa de cargas, casi siempre serán síntoma que los cálculos de los estados límite últimos fueron incorrectos. Esto pudo ser consecuencia de errores al estimar la magnitud de las cargas, ó a los efectos de cargas mal entendidas ó ignoradas, a tal grado que no se suministró o fue insuficiente el refuerzo colocado para resistir un efecto específico.
  La figura No. 38 presenta en forma individual las diferentes configuraciones de agrietamiento asociadas a los esfuerzos básicos inducidos por actuación directa de cargas.

4.9.2 Agrietamiento por deformaciones impuestas

En el apartado 4.3.1 comenté los efectos inducidos en entramados reticulares por efecto de asentamientos ó expansiones del suelo de desplante. Este tipo de deformaciones impuestas son quizá las que mas frecuentemente producen problemas patológicos en las estructuras. Una ley general en el caso de columnas de entramados es que si una columna desciende debido al asiento de su cimiento, reduce su carga. No debe olvidarse que, como el valor total de las acciones verticales no ha variado, la reducción de carga de la columna que ha asentado ha de verse compensada por una transferencia de esa carga reducida a las columnas próximas. Figuras Nos. 16 y 17.

No son raros los casos de agotamiento resistente de columnas por asiento de otras próximas. La causa, con gran frecuencia, está originada por operaciones constructivas que alteran el nivel freático en la zona, o por excavación de obras próximas, entre otras.
Una regla general para el caso de vigas asociadas a columnas, es que la viga se agrieta en su cara inferior en el extremo inmediato a la columna que se asienta, y en su cara superior en el extremo opuesto.

4.10 Daños ocasionados en situaciones extraordinarias

4.10.1 Incendio

El fuego es, con frecuencia, un agente agresor de las construcciones en general, y en particular de las de concreto reforzado.
El ataque del fuego a las estructuras de concreto reforzado es un fenómeno complejo, ya que actúa sobre un material heterogéneo compuesto de acero y concreto, con comportamientos y reacciones muy diferentes ante la elevación de temperaturas. Basta citar los aspectos siguientes, que deben considerarse:

- Alteraciones producidas en las características mecánicas del concreto.
- Alteraciones producidas en las características mecánicas del acero de refuerzo.
- Efecto sobre la adherencia entre ambos materiales.
- Efecto de las deformaciones impuestas como consecuencia de las dilataciones parcial o totalmente impedidas.
- Esfuerzos producidos por gradientes de distribución de temperaturas.

Durante los incendios, los elementos que componen las estructuras de concreto reforzado están sujetos a una absorción de calor, con elevación de temperatura, que produce en ellos transformaciones de muy diversa índole y que son indeseables por los efectos negativos a que dan lugar. Estas altas

temperaturas, que pueden llegar a superar los 1000°C dependiendo de la carga de fuego y de las condiciones de ventilación, pueden afectar la resistencia de la estructura de concreto de una forma muy notable.

El incendio puede provocar daños muy diferentes oscilando desde el simple manchado ocasionado por el humo y el calor, hasta la total destrucción del edificio por combustión o por pérdida de resistencia de su estructura.

El Comité Euro-Internacional del Concreto y la Federación Internacional del Presfuerzo han dictado recomendaciones que prácticamente gozan del consenso general en el mundo [*FIP, 1975*]. Las medidas a tomar en la protección de un edificio contra el fuego pueden ser de dos tipos: activas y pasivas.

Los objetivos principales de la protección y lucha contra los incendios son la salvaguarda de las personas, y el conseguir reducir al mínimo las pérdidas materiales tanto de las construcciones como de los bienes que guardan en su interior.

Entre las medidas para combatir tales pérdidas, la mas efectiva consiste en construir los edificios con materiales resistentes al fuego, puesto que, aunque pueda conseguirse una extinción rápida mediante detectores y extintores automáticos, si la resistencia al fuego es baja, no podrá evitarse la elevación de temperatura en algún elemento estructural, que si es crítico, podrá producir el colapso del edificio.

Una de las características mas esencial y común que exigen las normas, es la **resistencia al fuego** de los elementos de construcción, en función de su estabilidad y compartimentación.

Factores que influyen en los daños causados por el fuego La intensidad del fuego, su extensión y sus efectos sobre las estructuras dependen de los siguientes factores:

- **Materiales** La naturaleza y cantidad de los materiales combustibles existentes en un edificio tiene una marcada influencia sobre los daños ocasionados por el incendio. Estos materiales pueden ser estructurales, de decoración o simplemente estar en forma de material almacenado o de

mobiliario. La composición y naturaleza de los materiales define su combustibilidad y su tendencia a propagar el fuego.

- **Corrientes de aire** El efecto de las corrientes de aire que penetran por las ventanas y puertas abiertas, así como por los cubos de escaleras y de elevadores, puede ser muy importante en la propagación de un incendio.

  Estas corrientes ayudan a la combustión de los materiales y aumentan la intensidad del fuego y la extensión del mismo.

- **Cenizas** Las cenizas resultantes de la combustión pueden formar capas que ayuden a reducir la combustión de algunos materiales, tales como la madera, formando recubrimientos aislantes que los protegen. Sin embargo, las cenizas tienen el inconveniente de acumular calor y poder ocasionar nuevos focos de incendio.

- **Efectos de la lucha contra el fuego** A fin de combatir el fuego se emplea agua a presión, lanzada contra la superficie de los materiales y elementos estructurales que están a alta temperatura. El efecto de esta lucha contra el fuego es impedir la propagación del mismo, confinándolo y enfriando las superficies próximas a la zona incendiada para, en definitiva, impedir su extensión y a la vez conseguir su extinción.
  Durante el incendio los materiales absorben calor y se dilatan causando esfuerzos, tensiones y daños. El agua produce enfriamientos y contracciones repentinas que provocan nuevos daños en los materiales; por otra parte, puede dar lugar a sobrecargas sobre los entrepisos, y destruir impermeabilizaciones; de aquí que, en ocasiones, **el agua cuando no está bien empleada pueda ser tan destructiva como el propio fuego**, afectando a la seguridad de los propios materiales estructurales calientes [*Fernández Cánova, 1994*].

Resistencia al fuego En el desarrollo de un incendio se pueden considerar tres fases. La primera de **iniciación del incendio** con elevación gradual y

rápida de la temperatura y en la cual el incremento de temperatura es fundamentalmente función del comportamiento de la combustión, de la carga de fuego y de la extensión del mismo. En la segunda fase el fuego entra en su **plenitud y estabilidad**, en ella influyen el tamaño del local en el que se ha producido el fuego, el tamaño y situación de los huecos y por tanto, la cantidad de oxígeno aportado a la combustión; la temperatura máxima alcanzada y la duración de esta fase depende de la cantidad de combustible almacenado en el local. La tercera y última fase esta formada por el **descenso de la intensidad del incendio hasta su extinción** debido al agotamiento del combustible existente en el local o a la eficacia de la lucha contra el fuego. En la gráfica No. 5 pueden apreciarse estas tres fases [*Fernández Cánovas, 1994*].

Los efectos mas graves de un incendio tienen lugar durante la transición de la primera a la segunda fase, debido a la rapidez con que sube la temperatura que llega a alcanzar, en algunos casos, valores de 1250°C. En esta transición se produce la inflamación generalizada de los materiales contenidos en el local.

La capacidad de un material o elemento estructural para permanecer, durante un tiempo determinado, bajo la acción de un incendio, desempeñando las funciones para las que fue diseñado, nos da idea de su resistencia al fuego. El concepto **resistencia al fuego** se aplica a materiales aislados o a elementos formados con ellos entre los cuales merecen destacarse por su función estructural, las losas, columnas, vigas, muros, y escaleras.

La resistencia al fuego de un material o elemento, se mide convencionalmente y de forma casi universal, siguiendo el método normalizado por la norma ISO R-834.

La acción del fuego se simula en este método siguiendo un programa teórico-patrón, en el cual la elevación de temperatura en °C, se hace de acuerdo a la ecuación:

$$T - T_i = 345 \log (8t + 1)$$

en la que:

T_I, es la temperatura inicial, y

T, es la temperatura en un tiempo de t minutos.

La duración de la resistencia al fuego de un elemento frente a solicitaciones mecánicas se determina observando la variación de su resistencia en función de la temperatura, para lo cual se somete al elemento en cuestión al programa patrón temperatura-tiempo, mientras este se encuentre sometido a las solicitaciones de servicio, es decir, a las cargas permanentes o accidentales para las que fue proyectado, registrando sus deformaciones y el instante en que tiene lugar el colapso, es decir, su incapacidad para resistir las cargas actuantes.

Igualmente, la determinación de la resistencia al fuego puede hacerse frente a la estanqueidad para lo cual se somete al elemento al programa térmico-patrón y se registra el instante cuando se produce la falla que vendrá delatada por el paso de gases o llamas a través de las grietas y aberturas producidas.

La determinación de la resistencia al fuego, puede hacerse también frente al aislamiento térmico; en este caso, se somete al elemento al programa y se observan las elevaciones de temperatura en la cara no expuesta al fuego, a fin de registrar si están dentro de los límites preestablecidos para que no se produzca la ignición de los materiales a los que debe de proteger el elemento en cuestión.

Los resultados de los tres ensayos hay que tenerlos en cuenta de forma simultánea, cuando el elemento ha de tener funciones resistentes y de protección. En este caso, se tomará como resultado de la resistencia al fuego el valor más bajo de los tres tiempos determinados. Si el elemento sólo tiene función resistente, bastará con utilizar el tiempo que da el primer ensayo.

La resistencia al fuego R_f del elemento, es el tiempo inmediatamente inferior a la duración observada en el ensayo elegido comprendido entre los valores: 0.25; 0.50; 1.00; 1.50; 2.00; 3.00; 4.00 y 6.00 horas.

Acción del fuego sobre el concreto Cuando el concreto se somete a la acción del fuego sus componentes sufren modificaciones importantes; así, el agua libre o capilar incluida en el concreto empieza a evaporarse a los 100°C

retardando la elevación de temperatura del mismo gracias al calor latente de vaporización. Entre los 200 y 300°C, la pérdida de agua capilar es completa sin que se aprecie aún alteración en la estructura del cemento hidratado, y sin que las resistencias mecánicas del concreto disminuyan de una forma apreciable. De 300 a 400°C, se produce la pérdida de agua del gel del cemento, teniendo lugar una apreciable disminución de las resistencias, y apareciendo las primeras fisuras en el concreto. A los 450°C, una parte del hidróxido cálcico procedente de la hidratación de los silicatos, se transforma en óxido de cal. Hacia los 600°C, los áridos -- que no poseen todos el mismo coeficiente de dilatación térmica --, se expanden fuertemente y con diferente intensidad, dando lugar a tensiones internas que empiezan a disgregar al concreto. Muchas veces estas expansiones se encuentran incrementadas por las transformaciones estructurales que ocurren en determinados áridos.

Se ha comprobado también, que los concretos en los que los áridos tienen una buena granulometría, y la relación árido/cemento es alta, se comportan mejor que los pobres en áridos, y con deficientes granulometrías.

El concreto, en el proceso de elevación de temperatura va perdiendo resistencias y va sufriendo una serie de cambios de coloración, que son más intensos en los áridos silíceos que en los calizos y en los ígneos. Este cambio de coloración permanece después del incendio, durante días e incluso meses, y puede quedar disimulado por los limos que arrastre el agua de extinción del incendio. Esto es importante, porque puede ser un índice para determinar la pérdida de resistencia y los cambios de características que ha experimentado el concreto.

A los 200°C el concreto es gris y no presenta un cambio apreciable en sus características ni en su resistencia a la compresión. A los 300°C, experimenta una disminución que puede estimarse en un 10%; a esta temperatura el color del concreto se vuelve rosáceo debido a la pérdida de agua de las sales de hierro presentes en los áridos. De 300 a 600°C, la resistencia a la compresión del concreto disminuye en un 50% y el módulo de elasticidad en un 80% virando el color del mismo de rosa a rojo. Entre 600 y 950°C, el color cambia de nuevo a gris con puntos rojizos, siendo índice de friabilidad y de alta succión de agua; a esta última temperatura la resistencia del concreto es muy

reducida. De 950 a 1,000°C, el color cambia a amarillo anaranjado o ante, y el concreto empieza a sinterizarse. Entre 1,000 y 1,200°C, el concreto se sinteriza y su color se vuelve amarillo claro, siendo sus resistencias totalmente nulas. Ver gráfica No. 6.

Acción del fuego sobre el acero Las propiedades mecánicas de los aceros disminuyen con el aumento de temperatura, y este efecto hay que tenerlo en cuenta en las estructuras sometidas a la acción del fuego, y en las que el acero interviene como material resistente. En la gráfica No. 7 se indican las resistencias a tensión a diferentes temperaturas, de un acero suave, así como las que adquiere después de su enfriamiento. En la gráfica No. 8 se aprecian las variaciones de algunas características del mismo acero suave con la temperatura. Se observa como un acero dulce, calentado a una temperatura entre 400 y 800°C, y enfriado posteriormente de una forma lenta al aire, presenta una resistencia final que varia poco con respecto a la inicial. Con temperaturas superiores a los 800°C, el acero muestra una marcada pérdida de resistencia al enfriarse, y con temperaturas más elevadas del orden de los 1,000°C, se tienen reducciones en la resistencia a tensión de hasta el 25%.
En la misma gráfica No. 8 se muestra como a temperaturas por encima de los 400°C, la resistencia a tensión de un acero desciende de una forma rápida, y como a los 800°C la resistencia que le resta es muy pequeña. Estos cambios tan acusados están motivados por la alteración cristalina que experimenta el acero por encima de los 400°C, dando lugar a un aumento del tamaño de los granos, y a una disminución del esfuerzo de ruptura. Por encima, de los 700°C aproximadamente y dependiendo del contenido de carbono del acero, las transformaciones son más enérgicas al pasar la ferrita y perlita a austenita.
Así como el esfuerzo de ruptura en algunos aceros aumenta hasta los 200°C para luego decrecer, el límite elástico de los mismos desciende desde el momento en que la temperatura se va elevando, como puede verse en la gráfica No. 8 .

Comportamiento del concreto reforzado Cuando por efecto de la elevación de temperatura producida por un incendio la resistencia mecánica

de un elemento estructural se iguala a los esfuerzos producidos por las acciones a las que esta sometido, su reserva resistente o coeficiente de seguridad desaparece, y el elemento dejará de ser estable y se producirá su agotamiento. A la temperatura a la que esto tiene lugar, se le denomina **temperatura crítica del elemento**.

Un elemento estructural de concreto reforzado está formado por dos materiales distintos: concreto y acero; por tanto, habrá que considerar el comportamiento de estos dos materiales trabajando conjuntamente frente al fuego. Si tenemos en cuenta que de los dos materiales considerados, el más sensible al fuego es el acero, veremos la importancia que tiene el protegerlo mediante recubrimientos apropiados de concreto, complementados a veces con capas de aislantes térmicos.

Aparte de las acciones que el fuego ejerce sobre el concreto y el acero considerados aisladamente y que ya han sido indicadas, existen otras aún más complejas que actúan sobre el concreto reforzado, y que además se complican cuando éste forma elementos estructurales, y éstos se encuentran unidos entre sí como ocurre en cualquier estructura.

En el concreto reforzado, el efecto de la elevación de temperatura sobre el concreto y el acero no suele producir esfuerzos significativos debido a que los coeficientes de dilatación térmica de los dos materiales son prácticamente los mismos (10×10^{-6} / °C) dentro de los márgenes normales de temperaturas ambientales. Sin embargo, cuando las temperaturas son elevadas, ambos coeficientes se separan mucho, llegando a ser el del acero treinta veces superior al del concreto y haciendo, por lo tanto, que se produzcan esfuerzos importantes que pueden hacer saltar los recubrimientos. Si esto ocurre, el acero queda directamente expuesto a la acción del calor, con lo cual disminuyen su límite elástico y su esfuerzo de ruptura sobreviniendo el colapso si su temperatura se aproxima a la crítica, es decir, a los 500°C aproximadamente para los aceros suaves.

En el caso de columnas, las barras se dilatan, pandean y hacen saltar los recubrimientos dando lugar a que la resistencia de los mismos disminuya tanto, que pueda producirse el colapso de estos.

Conociendo el comportamiento frente al fuego del concreto y del acero, pueden determinarse las nuevas leyes esfuerzo-deformación de los materiales y como se ve afectada la adherencia entre éstos, así como los nuevos diagramas momento-curvatura.

Otro aspecto a tener en cuenta, es la pérdida de adherencia entre el concreto y el acero por efecto de la elevación de temperatura. Los efectos térmicos sobre la adherencia han sido estudiados mediante ensayos de extracción en caliente. Los resultados obtenidos siguen una ley muy similar a la de variación de las resistencias a la compresión de un concreto hasta los 300 ó 400°C. Por encima de estas temperaturas, la adherencia disminuye más que la resistencia a la compresión, de forma que la relación esfuerzo de adherencia-resistencia a compresión se reduce al 65% para 400°C, y al 35% para 600°C. Entre 600 y 800°C la adherencia prácticamente desaparece.

En la pérdida de adherencia de las barras no sólo influye la temperatura alcanzada, sino también el diámetro de las mismas, siendo tanto menor cuanto más reducido sea éste. Influye también la resistencia a compresión del concreto, el tipo de árido empleado, las dimensiones y la sección de la pieza. Los estribos condicionan también la adherencia, mejorándola.

Un tratamiento más completo y casos prácticos de reparación de estructuras dañadas por incendio puede consultarse en Fernández Canovas, 1994; ACI-216, 1989; Long, W.B., 1984; Elstner, y coautores, 1977; FIP Recomendaciones FIP/CEB, 1975 y Eauperthuy, J.L., 1990.

4.10.2 Explosiones y colisiones

Son mucho más variadas y frecuentes de lo que parece a primera vista, y causa de graves accidentes. Pueden destacarse las siguientes:

Impactos de vehículos El impacto de un vehículo sobre una estructura, sea alta o baja, puede producir daños importantes e incluso destruirla totalmente como ocurre en el caso de choque de aviones o helicópteros y donde, al efecto del propio impacto hay que añadir el provocado, en la mayoría de los

casos, por la explosión y posterior incendio del combustible. Lo mismo puede decirse de los impactos de automóviles y camiones sobre estructuras, pero en este caso la probabilidad es mayor al ser también mayor tanto el numero de vehículos como el de edificaciones, especialmente en los centros urbanos.
En el caso de impacto de camiones ó automóviles, los elementos afectados de la estructura son las columnas y muros de la planta baja, mientras que en el caso de impacto de aeronaves contra edificios altos, el daño puede ocurrir a cualquier altura.
Dos accidentes de este tipo muy señalados son: el ocurrido en 1945, en que un bombardero chocó contra el piso 79 del edificio Empire State en Nueva York, y el ocurrido recientemente en 1992, en que un Jumbo 747 de carga, se impactó contra unos edificios en las proximidades del aeropuerto de Amsterdam.
Los impactos pueden clasificarse en **blandos y duros**. Al primer grupo pertenecen los impactos de vehículos, las explosiones, y en general aquellos en los que el cuerpo que impacta es deformable con respecto al cuerpo impactado.
Al segundo grupo pertenecen los originados por cuerpos impactantes rígidos dotados de gran velocidad como son los proyectiles y la metralla.
Generalmente el impacto de proyectiles ó metralla, causa daños localizados en elementos estructurales aislados, en forma de cráteres tanto en la zona directa del impacto como en la opuesta, y eventualmente el punzonamiento por cortante y perforación del elemento de concreto.

Explosiones de gas y acción de explosivos Las explosiones pertenecen al grupo de impactos blandos y en ellas se pueden distinguir las que tienen lugar en el interior de un edificio y las que ocurren en el exterior del mismo.
En una explosión se produce una liberación de energía, con una subida repentina de presión y temperatura, en el aire próximo al punto de la explosión, creando una onda móvil de presión que se aleja del origen.
Debido a que la temperatura en este punto es muy alta, los gases progresan con un frente de alta presión.

Si la velocidad del movimiento es menor que la del sonido, se dice que se trata de una **explosión** y si es mayor que la del sonido, es una **detonación**.
Si en su avance la onda de choque incide sobre un obstáculo, se tiene una distribución de presiones sobre el mismo como la representada en la gráfica No. 9.
Al principio se produce un pico de presión positivo muy elevado, y posteriormente una subpresión negativa, que hace que el obstáculo se encuentre sometido a fuerzas alternadas de sentido opuesto. En el caso que el obstáculo fuese un elemento estructural de concreto reforzado, éste se verá sujeto a flexiones alternadas amortiguadas de signo contrario, las que pueden provocar su agotamiento y producir su disgregación con proyección de fragmentos a alta velocidad.
Las explosiones de gas son las más frecuentes y las que mayor cantidad de daños producen en las estructuras. Pueden ser consecuencia de fugas de la red de distribución urbana de gas natural, ó de tanques de gas butano o propano, siendo en este último caso el efecto explosivo muy superior, por tratarse de gas condensado y confinado.
Otro efecto accidental que puede dañar severamente a una estructura, es el provocado por la agresión de explosivos situados externamente al edificio, colocados por grupos terroristas.
Desafortunadamente los actos terroristas están dirigidos sobre objetivos indiscriminados como pueden ser edificios de viviendas, supermercados o de oficinas. En el caso de edificios como pueden ser centros informáticos, de comunicaciones, museos, aquellos que alojen archivos y registros públicos y en general instalaciones de interés nacional, es posible diseñar las estructuras de los mismos para hacer frente a este tipo de amenazas.

4.10.3 Colapso progresivo

En 1968 en Inglaterra, una dramática reacción en cadena, después de una explosión de gas localizada en el 18avo piso, destruyó un cuadrante del edificio Ronan Point de tableros de concreto prefabricado. Tan amplia

propagación del colapso siguiendo el daño de una porción relativamente pequeña de la estructura ha sido nombrada **colapso progresivo**. El término colapso progresivo ha llegado a significar un tipo de falla **creciente**, en donde el daño total hecho es considerado fuera de proporción con respecto a la causa inicial. La definición como un tipo de falla **creciente** elimina la posibilidad de inclusión del colapso total de estructuras estáticamente determinadas dentro de este tipo de colapso, como sería el caso de armaduras bajo la pérdida de uno solo de sus miembros. Mientras que el colapso de Ronan Point atrajo la atención a este tipo de colapso, ciertamente no fue un hecho único. Un gran numero de colapsos progresivos ha sido documentado en la literatura de ingeniería, muchos de ellos ocurridos antes de 1968. Existen ejemplos de propagación de colapso vertical como en Ronan Point, de propagación horizontal y de combinaciones de ambas.

El tipo particular de detalles de unión usado en el edificio de departamentos Ronan Point, confiaba primordialmente su resistencia, a la fricción entre los elementos. Esto resultó en una estructura que ha sido nombrada como "castillo de naipes". Este suceso indicó que las estructuras con características similares de unión son particularmente susceptibles a un colapso progresivo. Numerosos casos de colapso progresivo han sido reportados en estructuras fabricadas con los principales materiales de construcción: concreto reforzado, presforzado, acero, madera y mampostería. Muchos tipos de estructuras son mas susceptibles a este tipo de colapso durante la etapa de ejecución de la obra; sin embargo, existen ejemplos de un buen numero de estructuras que han sufrido colapso progresivo, después de terminadas.

Debido a que el colapso de Ronan Point fue iniciado por una explosión, que es una condición de carga no considerada generalmente en el diseño de edificios, fue designada como "carga anormal", aunque más recientemente se ha preferido el término "situación extraordinaria". Se han realizado numerosos estudios sobre la frecuencia y magnitud de situaciones extraordinarias de carga. En algunos estudios esta categoría ha sido ampliada hasta incluir situaciones derivadas de una práctica deficiente, tales como errores de diseño y de ejecución de obra [*Breen, 1975*].

Cargas anormales El término "cargas anormales" ó "situaciones extraordinarias" ha sido utilizado para designar cualquier condición de carga no considerada generalmente en el diseño de un edificio. Para construcciones y normatividad tradicionales, los diseñadores generalmente incluyen carga muerta, carga viva, carga de nieve, carga de viento, carga de terremoto, carga de suelo, carga hidrostática y efectos de cambios volumétricos y de temperatura. Las "cargas anormales" serían las cargas que generalmente han sido consideradas que tienen tan baja probabilidad de ocurrencia que pueden ser ignoradas en el diseño tales como:

- Cambio violento en la presión del aire; p. ej.: alta detonación explosiva por sabotaje ó terrorismo y explosiones por fugas en sistemas de gas butano, natural ó propano.
- Impactos accidentales; p. ej.: automovilístico, grúas industriales y aeronaves.
- Práctica profesional deficiente; p. ej.: errores de ejecución de obra y alteraciones de campo no autorizadas.
- Falta de mantenimiento.
- Incendio, inundaciones y tornados.

Frecuencia Los resultados de estudios realizados en Estados Unidos, Canadá y los Países Bajos para determinar la frecuencia con que ocurren los distintos tipos de situaciones extraordinarias o cargas anormales en edificaciones comerciales y residenciales, mostraron que, aunque la probabilidad de ocurrencia para la mayoría de las cargas anormales es imprecisa, es suficiente para una evaluación de órdenes de magnitud. En todos los estudios, la probabilidad de ocurrencia de una explosión de gas severa resultó ser la mas alta. En segundo lugar están las explosiones por actos terroristas. Este tipo de eventos parece ir en aumento y son extremadamente serios. En ciertas áreas del mundo en donde desórdenes políticos han creado condiciones propicias para el sabotaje, la probabilidad de explosiones de bombas es de mayor magnitud que la probabilidad de impactos vehiculares y sustancialmente mayor que otro tipo de cargas anormales. [*Breen, 1975*].

Susceptibilidad durante la etapa de ejecución de obra. Como lo mencioné al principio de este apartado, algunos tipos de estructuras presentan una mayor susceptibilidad al colapso progresivo en la etapa de ejecución de obra. Del análisis de estos casos, parece razonable concluir que la evolución continua de las prácticas de diseño y construcción han traído como resultado una mayor velocidad de ejecución y una cantidad menor de materiales utilizados en un proyecto. La combinación de estos dos factores acentúa el riesgo de un colapso en la etapa de ejecución de obra. Existen además un numero de factores que hacen a una estructura mas vulnerable durante esa etapa: baja resistencia de los materiales; ausencia de mecanismos de defensa del sistema estructural; sobrecargas durante la ejecución y técnicas inapropiadas de ejecución, entre otros.

Por lo anterior, parece conveniente hacer esfuerzos para desarrollar una filosofía global de seguridad estructural para la etapa de ejecución de obra relacionando cargas durante la ejecución, factores de carga y factores de resistencia para los procesos de montaje y ejecución.

Filosofía de diseño para colapso progresivo Cualquier normatividad impuesta para reducir la probabilidad de colapso progresivo debe seguir una filosofía global congruente para asegurar su efectividad. La consideración de la posibilidad de un colapso progresivo supone que un colapso local ya ha ocurrido previamente debido a alguna sobrecarga ó anomalía de la estructura. Supuestamente los factores normales de seguridad se han establecido para reducir a un nivel generalmente aceptable la posibilidad de tal colapso. El diseño para resistir colapso progresivo reconoce que un colapso local no puede ser evitado en forma absoluta. La filosofía general es que la estructura debe ser estable bajo ese daño local y ser capaz de puentear sobre el área dañada, frenando el colapso total de la estructura. Un problema fundamental en la implementación de esta filosofía de diseño, es el que es difícil de cuantificar la magnitud del daño que la estructura debe ser capaz de soportar sin colapso progresivo. Se necesitan estudios para definir social y técnicamente las magnitudes aceptables de daño relacionados con el uso, la ocupación y la estabilidad de las edificaciones.

Los códigos de construcción de Europa, Canadá y Estados Unidos dan alguna indicación del grado de daño a considerar. Generalmente la estructura debe ser capaz de resistir una carga razonable de escombros y de resistir la pérdida de uno de sus miembros soportantes principales.

La implementación práctica de tales códigos en el diseño y construcción de estructuras han indicado que la especificación de la magnitud de una carga anormal, tal como la presión de gas, no es efectiva. En la búsqueda de resistencia para situaciones extraordinarias es preferible -- con mucho -- la inclusión del grado y tipo de daño que debe prevenirse.

El diseño para resistir colapso progresivo es, en esencia, una forma avanzada del diseño por estados límite, ya que supone de antemano que una porción local de la estructura se ha colapsado. Debido a esto, generalmente se hacen cálculos usando factores de carga cercanos a la unidad para la probable carga de escombros mas una fracción de carga viva -- del orden de 1/3 a 1/2 -- de la carga viva de diseño. La estructura debe permanecer estable bajo estas cargas para permitir evacuaciones y operaciones de emergencia, así como para permitir la colocación de apuntalamientos temporales y reparaciones. Es conveniente incluir en la normatividad alguna orientación sobre factores de carga y resistencia apropiados para la evaluación de la capacidad de los elementos estructurales bajo estas condiciones.

Para una resistencia satisfactoria contra colapso progresivo, la estructura debe mantener una configuración estable después de un daño severo o de la pérdida total de un elemento soportante principal. Un diseño de la estructura de tal manera que sea capaz de desarrollar una configuración de reemplazo soportante de cargas la cual le permita permanecer estable bajo la pérdida de un soporte primario es ciertamente una contribución sustancial hacia la reducción del peligro de colapsos progresivos.

En el diseño estructural tradicional, el diseñador ha dirigido siempre su atención a condiciones específicas de carga. Los códigos de construcción proveen sugerencias precisas sobre cargas muertas, vivas, de viento y sísmicas. El diseñador generalmente acepta estas cargas y diseña su estructura para resistirlas usando el método mas eficiente posible. Con la introducción del concepto de "cargas anormales" a raíz del colapso progresivo

de Ronan Point, se requiere que el diseñador diseñe para lo desconocido e impredecible. Este es un concepto ajeno al diseñador acostumbrado a dimensionar su estructura para cargas en su mayoría bien establecidas. Bajo este enfoque, ahora se le requiere dimensionar su estructura para resistir la propagación del daño; no obstante que, la cantidad y el tipo de daño no están todavía bien definidas. En otras palabras, un diseño exitoso por lo que respecta a colapso progresivo es el que resulta en una estructura que tenga la capacidad de confinar un colapso local al área inmediata de colapso. Esto significa, que no deberá iniciarse una reacción en cadena que eventualmente resultase en un área dañada mucho mayor que lo que pudiera esperarse por la causa que originó el daño.La capacidad de una estructura de confinar el área de colapso será por lo general proporcional a su continuidad y ductilidad. El reto de un diseño exitoso es entonces, el proveer una cantidad razonable de continuidad y ductilidad en todas las estructuras [*Breen, 1975*].

Si bien es cierto que un buen numero de estructuras tienen probablemente suficiente continuidad y ductilidad, también lo es que pueden mejorarse introduciendo cambios relativamente sencillos a nivel del detallado del acero de refuerzo. Los nuevos requerimientos sobre la integridad estructural que se incluyeron en el Código ACI - 318 a partir de 1989 son indudablemente un avance en la dirección correcta. Sin embargo, existen todavía un numero de formas de construcción que son probablemente inadecuadas para resistir cualquier otra carga diferente a las cargas de gravedad muerta y viva. Estas estructuras carecen de continuidad en sus conexiones por lo que es primordial desarrollar programas de educación continua para crear conciencia en los diseñadores de la trascendencia de visualizar el comportamiento en tres dimensiones de las estructuras de tal forma que pueda comprenderse la importancia de interconectar todos los elementos estructurales mediante conexiones suficientes para asegurar continuidad y ductilidad.

4.11 Daños ocasionados por mal uso ó abuso de la estructura

4.11.1 Ausencia de inspección y mantenimiento

En general, los códigos y especificaciones exigen que las estructuras deben ser construidas, modificadas y conservadas de tal forma que la seguridad y la salud públicas no se vean comprometidas [*RCDF, 1992*].
Se requiere de inspecciones periódicas apropiadas para detectar anomalías de comportamiento de las estructuras y materiales de las edificaciones así como para reconocer los efectos de las agresiones del medio ambiente.
Al mismo tiempo, para prevenir el envejecimiento ó deterioro prematuro y conseguir restituir ó extender la vida de servicio de las estructuras, se debe llevar a cabo un mantenimiento adecuado.
No obstante que puede afirmarse que ninguna persona sensata que sea propietario ó usuario de instalaciones ó equipos tales como elevadores, montacargas, automóviles ó sistemas contra incendio, esperaría que le prestaran un buen servicio indefinidamente sin ningún tipo de inspección y de mantenimiento, es lamentable que todavía exista en nuestro medio -- en forma arraigada y generalizada -- la creencia que las estructuras pueden durar para siempre sin la menor atención. Además, el concepto de mantenimiento está escasamente difundido -- en particular entre los propietarios de las estructuras de concreto --. La ausencia de mantenimiento en una estructura podrá traer por lo general alguna o varias de las siguientes consecuencias:

- Aparición de deformaciones ó agrietamientos que sean motivo de preocupación por parte de usuarios y visitantes de la edificación.
- Reducción de la capacidad de carga de algunos elementos en forma individual ó de la estructura en forma global con el consecuente riesgo de colapso.
- Disminución del nivel de seguridad de la estructura por abajo de lo establecido en la normatividad.

- Menoscabo de la apariencia de la estructura.
- Necesidad de incurrir en gastos importantes para la reparación ó rehabilitación de la estructura.
- Depreciación económica de la edificación.

Lo anterior se agrava por el hecho de que en la mayoría de los casos el propietario es profano en temas de ingeniería estructural y de construcción, siendo por lo tanto incapaz de detectar síntomas incipientes de deterioro ó aun peligros potenciales importantes, por lo que no recurre a un especialista hasta que el problema resulta obvio, momento en el cual las reparaciones resultan muy costosas y eventualmente incosteables económicamente.

4.11.2 Cambio de uso

En general el cambio de uso o destino de las estructuras de concreto, en la mayoría de los casos puede ocurrir sin la participación de un ingeniero que verifique que la estructura puede resistir las nuevas solicitaciones. Algunas fuentes de problemas han sido las siguientes:

- Cambios de viviendas a oficinas, que conducen a disponer zonas de archivo. Las sobrecargas de servicio de los archivos pueden ser varias veces mayores que las de vivienda.

- Transformación de áreas destinadas a biblioteca -- una designación sumamente imprecisa a efecto de las sobrecargas a adoptar -- en áreas de almacenamiento de libros.

- Disposición en zonas de oficinas de equipos informáticos, cajas de caudales u otros que exceden la capacidad de carga de los entrepisos.

- Asimilación errónea de cargas concentradas, en particular de ruedas de vehículos, a cargas equivalentes uniformemente repartidas. En particular un error frecuente ha sido sustituir un conjunto de cargas puntuales por una carga uniforme equivalente en cuanto a momentos flectores, pero no en cuanto a esfuerzos cortantes.

- Transformación de áreas destinadas a oficinas en talleres para la industria manufacturera incluyendo sectores de almacenamiento de materias primas y producto terminado. Esto fue una de las causas por las que un gran numero de edificios se colapsaron en la Ciudad de México a raíz de los sismos de 1985 [*Nieto, 1986*].

El Artículo 281 del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal en torno a este asunto establece que " los inmuebles no podrán dedicarse a usos que modifiquen las cargas vivas, cargas muertas ó el funcionamiento estructural del proyecto aprobado sin haber obtenido previamente la licencia de cambio de uso" [*RCDF, 1997*].

CAPITULO 5

LA PROFILAXIS ESTRUCTURAL

De acuerdo con la definición que proporcioné en el apartado 3.5, profilaxis estructural es el conjunto de medidas preventivas que deben ser tomadas en las construcciones nuevas desde las etapas de planeación, diseño y ejecución de obra a fin de preservarlas de defectos y deterioro prematuro.
En la práctica, una multitud de agresiones simultáneas de intensidad variable actúan sobre las estructuras, complicando enormemente la tarea de tomar las decisiones correctas en cuanto a materiales, criterios de diseño y procedimientos constructivos que influirán decisivamente en la vida de servicio de las mismas.
En este capítulo expondré algunas medidas prácticas para hacer frente a determinados problemas patológicos seleccionados entre los que fueron descritos en el capítulo 4.0; es decir, presentaré cómo algunos procesos de deterioro pueden evitarse ó mitigarse, con base en el conocimiento de los parámetros que ejercen mayor influencia sobre ellos.

5.1 Agresividad medio ambiental

Las medidas profilácticas para la protección del concreto son necesariamente función de las condiciones medioambientales a que vaya a estar sometido durante su vida de servicio prevista. Es por lo tanto importante contar con una clasificación de las posibles clases de exposición tanto cualitativa como cuantitativamente.
El clima atmosférico general ó **macroclima** alrededor de los edificios, puede caracterizarse fácilmente a través de medios tradicionales, pero su importancia sobre la durabilidad es relativamente menor. El **clima local** a unos cuantos metros de la estructura, y aún más el **microclima**, a milímetros ó centímetros de la superficie así como las condiciones en la periferia de

elementos estructurales enterrados ó sumergidos como las cimentaciones, son de influencia decisiva.

Desafortunadamente, aún no existe un método generalmente aceptado para definir rigurosamente el medio ambiente con respecto a su agresividad hacia las estructuras de concreto; es decir, hacia el concreto y hacia el acero de refuerzo. Existen diferentes clasificaciones del medio ambiente que están actualmente en uso. El Código Modelo CEB-FIP, 1978 sugiere las siguientes tres condiciones de exposición:

Ligera:

- Interiores de edificios para habitación u oficinas.
- Lugares en donde se alcanza un nivel de humedad relativa alto, solamente en períodos cortos durante cualquier año; p.ej. humedad relativa mayor del 60% por no más de 3 meses en un año.

Moderada:

- Interiores de edificios en los que la humedad es alta o donde existe un riesgo de presencia temporal de vapores corrosivos.
- Agua corriente.
- Climas inclementes en condiciones atmosféricas rurales ó urbanas, sin alta condensación de gases agresivos.
- Suelos ordinarios.

Severa

- Líquidos que contienen cantidades moderadas de ácidos, y aguas con altos contenidos de sales ó de oxígeno.
- Gases y suelos corrosivos particularmente corrosivos.
- Ambientes industriales corrosivos ó ambientes marinos.

Si bien, esta clasificación nos sensibiliza para estimar los riesgos de durabilidad asociados con una estructura dada en un medio ambiente dado, una clasificación más completa y exhaustiva de clases de exposición medioambiental es la propuesta por el Comité Europeo de Normalización la

que además incluye por separado una clasificación particular de condiciones ambientales agresivas con respecto al acero de refuerzo [*CEB,1992*].
La Tabla No.1 recoge dicha clasificación de clases de exposición para el concreto y la tabla No.2 cubre la clasificación de clases de exposición para el acero de refuerzo. La Tabla No.3 presenta criterios para una evaluación cuantitativa del grado de ataque químico al concreto por agua y por suelos que contienen agentes agresivos.
No obstante que el decidir la clase de exposición dentro de un medio ambiente determinado para un elemento en particular no es una tarea fácil, es indudable que los factores que describiré enseguida ejercen una influencia predominante en el nivel de agresividad de un determinado medio ambiente.

5.1.1 Humedad

Todos los procesos de deterioro requieren agua: el factor importante es el contenido de humedad en el concreto más que en la atmósfera circundante. Bajo condiciones estables, ambos contenidos de humedad serán constantes; pero bajo condiciones variables, el concreto toma agua del medio ambiente más rápidamente de lo que la pierde y por lo tanto, la humedad promedio dentro del concreto tiende a ser más alta que la humedad promedio del ambiente. La influencia de la humedad efectiva en varios procesos de deterioro relacionados con la durabilidad del concreto reforzado se estima como sigue:

Humedad relativa efectiva	Proceso				
	Carbonatación	Corrosión del acero		Congelación	Ataque químico
		En concreto carbonatado	En concreto contaminado por cloruros		
Muy baja (<45%)	1	0	0	0	0
Baja (45-65%)	3	1	1	0	0
Media (65-85%)	2	3	3	0	0
Alta (85-98%)	1	2	3	2	1
Saturado (>98%)	0	1	1	3	3

0 = Riesgo insignificante 1 = Riesgo bajo
2 = Riesgo moderado 3 = Riesgo alto

5.1.2 Sustancias agresivas

Ejemplos comunes de sustancias agresivas que pueden estar presentes en la humedad ambiental son:

a) dióxido de carbono - necesario para la carbonatación
b) oxígeno - necesario para la corrosión
c) cloruros - promueven la corrosión
d) ácidos - disuelven el cemento
e) sulfatos - producen reacción expansiva con el cemento
f) álcalis - producen reacción expansiva con los agregados

5.1.3 Temperatura

No obstante que la temperatura tiende a ser ignorada en las definiciones de agresividad, su influencia puede ser muy importante en virtud de que las reacciones químicas son aceleradas por incrementos en la temperatura. Una

regla sencilla, es que un incremento de 10°C en la temperatura causa una duplicación en la velocidad de la reacción. Este factor por sí solo hace a los medio ambientes tropicales considerablemente más agresivos.
En síntesis, la **disponibilidad de humedad**, la presencia de **sustancias agresivas en el ambiente**, y el **nivel de temperatura** son las consideraciones principales que caracterizan a un medio ambiente determinado.

5.2 Protección del concreto

5.2.1 Agresiones físicas

Contracción y asentamiento plásticos Los parámetros que influyen en el riesgo de agrietamiento fueron discutidos en el apartado 4.3.3. Aquí daré algunos comentarios adicionales. Los parámetros más importantes que aseguran la sanidad ó integridad de una estructura bien diseñada, y manufacturada con un concreto de buena calidad inicial son la temperatura y humedad adecuadas para un buen curado.
Existe un riesgo de agrietamiento por contracción plástica cuando el nivel de evaporación de agua en la superficie es mayor que la velocidad con la cual el agua asciende hacia ella. Por consiguiente, especialmente en la presencia de altas temperaturas, vientos fuertes, ó baja humedad, se deben tomar precauciones para disminuir la velocidad de la evaporación. Estas precauciones pueden ser: humedecer las terracerías y los moldes, colocar el concreto a la más baja temperatura posible, colocar rompevientos y parasoles, reducir el tiempo entre la colocación del concreto y el inicio del curado, y minimizar la evaporación por medios adecuados como la aplicación de rocío neblinoso y cubriendo la superficie con membranas de polietileno ó mediante membranas de curado, entre otros.
Debido a que los cementos modificados y con adiciones conducen generalmente a un nivel considerablemente menor de sangrado del concreto,

son más sensibles a la calidad de la obra de mano durante la ejecución; por lo que es necesario un curado más cuidadosamente planeado y controlado. En caso de presentarse agrietamiento por contracción y asentamiento plásticos, un revibrado del concreto inmediatamente después de su aparición puede generalmente cerrar las grietas sin repercutir en ningún daño para el concreto.

Congelación y deshielo Como lo describí en el apartado 4.4.1. la condición más severa relacionada con la resistencia al congelamiento del concreto es un contenido de agua cercano a la saturación. Consecuentemente, en la etapa de planeación y diseño, las formas arquitectónicas y estructurales deberán ser, tanto como sea posible, seleccionadas de tal manera que se evite la saturación de agua. Son particularmente susceptibles al daño por congelamiento las superficies horizontales sobre las cuales el agua tiende a acumularse o las superficies verticales sobre las cuales el agua fluye debido a un drenaje inadecuado.

Al seleccionar los ingredientes del concreto, se debe verificar si los agregados son resistentes a la congelación. En general, cualquier concreto que vaya a estar expuesto a la combinación de humedad y ciclos de congelación y deshielo requerirá de:

- Diseño arquitectónico y estructural de la estructura para minimizar la exposición a la humedad
- Baja relación agua/cemento
- Buena calidad de los agregados
- Buen curado antes del primer ciclo de congelación
- Buena práctica constructiva

Recomendaciones específicas pueden consultarse en el reporte del Comité ACI-201, 1992; sin embargo, merece mencionarse lo siguiente:

Cualquier ataque de congelación comenzará en la superficie del concreto. Por lo tanto, la calidad de las capas exteriores del concreto, y por consiguiente el

curado, ejercerán una gran influencia sobre la resistencia del concreto a la congelación, es decir, sobre la capacidad del concreto para resistir ciclos sucesivos de congelación y deshielo.

Si como consecuencia de un diseño ó ejecución incorrectos la calidad del concreto no cumple con los requisitos necesarios, ó si no se anticipa una buena resistencia a la congelación bajo las condiciones ambientales prevalecientes, será necesario tomar medidas especiales para prevenir la destrucción del concreto.

Todas estas medidas deberán estar encaminadas a evitar la saturación del concreto. Esto podrá lograrse con más eficacia mediante la prevención de la succión capilar y de la penetración de sales.

Para este propósito, las superficies expuestas al agua pueden ser impregnadas -- eliminación de la energía superficial dentro de los poros -- ó provistas de un recubrimiento. Sin embargo, debe hacerse notar que como regla general, las impregnaciones y los recubrimientos no son eternos y por lo tanto, tendrán que ser reemplazados a intervalos regulares.

De cualquier modo, es necesaria una inspección periódica y una evaluación del desempeño de las medidas que se hayan tomado.

Es de mayor importancia que todas las superficies expuestas al agua queden protegidas, ya que, si ciertas áreas permanecen sin protección, como puede ser el desplante de las cimentaciones, es muy probable que el concreto se sature por succión capilar aún en los sectores aparentemente protegidos.

5.2.2 Agrietamiento por acciones mecánicas

El agrietamiento es inevitable en estructuras de concreto reforzado; sin embargo, no puede afirmarse a priori que las grietas sean síntomas de disfunciones y anomalías ó de menoscabo en la durabilidad, siempre y cuando las aberturas de las grietas no sean ni se vuelvan excesivas.

La abertura que puede ser aceptada dependerá de la función de la estructura.

Para los niveles de esfuerzo actualmente utilizados en el acero de refuerzo, el agrietamiento por acciones mecánicas generalmente no será suficiente para

producir una reducción en la durabilidad ó para dañar seriamente la apariencia de una estructura, siempre y cuando exista suficiente acero de refuerzo para controlar el agrietamiento en aquellos sectores en donde es probable que existan tensiones.

Un espaciamiento excesivo de las barras de refuerzo, conducirá a grietas amplias e incontroladas entre las barras. El uso de barras de diámetro grande con respecto al recubrimiento, puede originar la formación de grietas a lo largo de las barras. El espaciamiento entre las barras y los diámetros de las mismas deben ser, por lo tanto, limitados.

5.2.3 Erosión

Un concreto con alto porcentaje de agregados gruesos, consistentes de roca resistente a la abrasión , que se mantengan rodeados por una matriz de mortero de alta resistencia, con baja relación agua/cemento, que asegure una buena unión entre los agregados, resistirá un uso abrasivo siempre y cuando la capa superficial de mortero sea delgada y un buen curado haya asegurado una superficie libre de grietas.

El polvo de carborondum (carburo de silicio), ó de corindón, han sido utilizados como agregados en el concreto para capas delgadas sobre escalones, pisos ó estructuras similares sujetas a desgaste intensivo.

Una superficie lisa y fuerte de concreto con una pasta de cemento densa y de alta resistencia que asegure una buena adherencia a los agregados gruesos será capaz de resistir la erosión por cavitación siempre y cuando un curado adecuado haya producido una superficie libre de grietas. El diseño debe ser tal que las corrientes de alta velocidad en perfiles discontinuos sean evitadas lo que resulta en un diseño hidráulico óptimo. Medidas preventivas para este tipo de agresión pueden consultarse en el reporte del comité ACI-210, 1993.

5.2.4 Agresiones químicas

Las medidas preventivas son una función del grado de agresividad del medio ambiente, pero en todos los casos un concreto de baja permeabilidad, bien proporcionado y bien manufacturado, raramente se deteriora. Ver Tablas 1 y 3.

Sugerencias con respecto al proporcionamiento de la mezcla, las que toman en cuenta el tipo y cantidad de cemento y la relación agua/cemento, se incluyen en las tablas 4 y 5 para diferentes niveles de agresividad medioambiental y de ataque de suelos y aguas conteniendo agentes agresivos [*CEB, 1992*].

Recomendaciones particulares para los casos de ataque de sulfatos y de reacción álcali-agregado se describen en seguida:

Ataque de sulfatos Una buena protección se obtiene utilizando un concreto denso, con baja relación agua/cemento y fabricado con ingredientes adecuados para lograr la resistencia necesaria contra el ataque de sulfatos. En la tabla No.5 se muestran recomendaciones para tomar medidas al respecto. Recomendaciones más detalladas son dadas en la tabla No.6. Nuevamente, el reporte del Comité ACI-201, 1992 es una excelente fuente al respecto.

Reacción álcali-agregado Aunque se ha hecho algún progreso en la evaluación de problemas concernientes a este tipo de deterioro del concreto, todavía no se dispone de un tratamiento del tema completo y satisfactorio. Sin embargo, un enfoque seguro es, cuando sea posible, escoger agregados no reactivos. Otro enfoque seguro parece ser el uso de cementos bajos en álcalis de acuerdo con la ASTM.

El uso de adiciones de puzolana, especialmente humo de sílice, parece redituable cuando se pretende reducir las expansiones se reducen debido a las reacciones álcali-sílice, gracias a su capacidad de blindaje para los álcalis. Opiniones recientes han tendido a aceptar los cementos con un mínimo de 65% de escoria de alto horno y los cementos puzolánicos con un mínimo de

30% de material puzolánico como protección suficiente contra cualquier tipo de agregado, independientemente del contenido de álcalis del cemento.
La adición de algunas puzolanas incrementa la necesidad de agua para la mezcla, si no se usan plastificantes. Es importante mencionar que las puzolanas no son efectivas para controlar la reacción álcali-carbonato. Por otra parte, se ha encontrado que el aire incluido es efectivo para reducir la expansión provocada por reacciones álcali-sílice. Además, una baja relación agua/cemento que produce un concreto fuerte con baja permeabilidad y auto secado del concreto endurecido, disminuye el riesgo de las reacciones álcali-agregado.
La tabla No.7 y el reporte del comité ACI-201, 1992 contienen medidas profilácticas adicionales para este tipo de agresión.

5.2.5 Agresiones biológicas

Los cultivos biológicos fueron presentados en el apartado 4.6. Debido a la habilidad de los cultivos biológicos para incrementar el contenido de humedad en la superficie de concreto, produciendo como consecuencia, un aumento en el deterioro, y debido al riesgo de daños por agresiones mecánicas provocadas por las raíces penetrando en las grietas y en los vacíos, se debe tratar de minimizar la cantidad de cultivos biológicos.
El deterioro del concreto debido al azufre proveniente de bacterias puede ser disminuido reduciendo la turbulencia en los alcantarillados, reduciendo así el escape de ácido sulfúrico y removiendo el crecimiento de bacterias en el interior de los mismos. Si las circunstancias lo permiten, una buena ventilación de los alcantarillados es una medida eficiente para prevenir este proceso [*Bayer, E., 1983*].

5.3. Protección del acero de refuerzo

En seguida mencionaré las principales medidas profilácticas conducentes a lograr una protección efectiva del acero de refuerzo contra la corrosión.

5.3.1 Detalles arquitectónicos y estructurales.

Un gran número de lesiones por deterioro son iniciadas en puntos vulnerables de una estructura. Durante la planeación y diseño se deben tomar en cuenta los siguientes puntos:

- Las superficies de concreto deben ser lo más lisas posible. Cerca de los bordes, los agentes agresivos actuarán por ambos lados. Asimismo, las tolerancias en los recubrimientos de concreto también se dan en ambos lados, y por lo tanto, el peligro de estallamiento es mayor.

- La saturación de agua debe ser evitada. Debe suministrarse un drenaje adecuado. De preferencia no debe haber superficies horizontales de concreto y se deben tomar medidas especiales de protección en donde sea necesario.

- Debe tenerse en cuenta la necesidad de reemplazo de los elementos estructurales después de un severo ataque por corrosión.

5.3.2 Aberturas máximas de grietas.

En la región de las grietas, debe evitarse la despasivación de acero de refuerzo. El valor absoluto de la abertura de las grietas en el rango normal de 0.4 mm es de menor importancia comparado con la calidad del recubrimiento de concreto, es decir, su espesor y su impermeabilidad.
Se ha comprobado que los requerimientos del Comité ACI-318, 1995. En cuanto al detallado del acero de refuerzo para control del agrietamiento inducido por solicitaciones de flexión con base en las investigaciones de Gergely y Lutz resultan en aberturas de grietas menores de 0.4 mm.
Por lo que respecta a la aceptación estética de las grietas, se ha sugerido que aberturas hasta 0.3 mm parecen ser aceptables.

Se han realizado varios intentos para establecer lo que constituye una grieta aceptable desde el punto de vista estético, pero hasta el momento no existe una base racional sobre este tema. La objeción estética de las grietas puede resumirse como sigue:

- Las grietas causan alarma acerca de la seguridad de la estructura;

- Las grietas disminuyen la aceptación visual de la estructura al modificar las texturas de la superficie mermando el efecto visual deseado por el diseñador, y dando una apariencia de baja calidad y ejecución pobre.

La respuesta de cualquier individuo a un patrón de grietas dependerá de la posición que la persona tenga en relación con la estructura. La aceptación de una grieta observada por un ingeniero puede ser muy diferente de la aceptación por parte del dueño del edificio ó por el usuario que lo renta. Aberturas mínimas asociadas con la distancia del observador y con el prestigio de la estructura se han propuesto como lo muestra la Gráfica No.10. [*Campbell-Allen y Roper, 1991*].
Es de mayor importancia el suministro de una cantidad mínima de acero de refuerzo en el caso de deformaciones restringidas para evitar grietas extremadamente abiertas. En el caso de condiciones ambientales severas como el ataque severo de cloruros sobre superficies horizontales de concreto, pueden ocurrir altos niveles de corrosión en la región de las grietas. Nuevamente, la limitación de la abertura de las grietas no es suficiente para evitar el ataque en el refuerzo de acero. En tales casos deben tomarse medidas protectoras especiales tales como sellar la superficie de concreto ó utilizar refuerzo recubierto con resinas epóxicas.

5.3.3 Detallado del acero de refuerzo

Al momento de detallar el acero de refuerzo, debe asegurarse la factibilidad de una buena colocación y compactación del concreto. Se deben proveer

espacios suficientes para la inserción de un vibrador, particularmente en el caso de capas cruzadas de barras de refuerzo. Cuando se dibujen los espacios entre las barras, debe tomarse en cuenta que las barras, incluyendo las corrugaciones, tienen diámetros más grandes que los valores nominales y que especialmente en el caso de barras dobladas es necesario tener tolerancias.

El Instituto Americano del Acero de Refuerzo para el Concreto (CRSI) y el Comité 315 del Instituto Americano del Concreto editan excelentes publicaciones en torno a una buena práctica para el detalle y habilitación del acero.

5.3.4 Recubrimientos y separación entre barras

La caracterización de las clases de exposición asociadas a condiciones ambientales que afectan el acero de refuerzo. genera la necesidad de una serie de requerimientos correspondientes de valores mínimos de recubrimiento de concreto. Ver tabla No.2.

Los valores de recubrimientos que se anotan en seguida son los mínimos recomendados para los distintos niveles de exposición descritos en la tabla No.2.

Clase de exposición	Recubrimiento mínimo: mm
1	15
2	30
3 y 4	40
5	(*)

(*) En función de las condiciones ambientales.

Aunque el uso de concretos de más alta resistencia ó con menores relación agua/cemento que los valores requeridos para las diferentes clases de exposición, pudiera justificar recubrimientos ligeramente menores a los señalados, ésto no es recomendable con el propósito de minimizar riesgos y errores.

Los valores nominales de los recubrimientos de concreto deben incluir holguras para acomodar las tolerancias. Ésto asegura que los valores mínimos especificados se respetarán en cualquier punto de la estructura. El valor de tolerancia depende de la calidad de control durante la ejecución y del tipo de fabricación, p.ej.: colado en el lugar vs. prefabricado. Con un control de calidad adecuado y buen curado, debe ser 5 mm; sin control de calidad se debe incrementar a 10 mm, y si el curado es inadecuado, se deben permitir 20mm.

Debido al incremento en el diámetro efectivo de las barras causado por las corrugaciones y las tolerancias asociadas con el doblado, los valores mínimos especificados para el espaciamiento de las barras deben ser incrementados proporcionalmente. Ver Fig. No.43.

Aún y cuando valores de tolerancia se agreguen a los valores nominales del recubrimiento de concreto, los valores mínimos especificados solamente pueden cumplirse si se proveen separadores estables a distancias suficientemente pequeñas. Los valores mínimos proporcionados en la siguiente página deben ser respetados; las cantidades están definidas en la Fig. No.43.

LOSAS Y MUROS		
Tipo de separador	S_1 en posición horizontal (losas)	S_1 en posición vertical (muros)
Sencillo	S_o	1.5 S_o
Múltiple	1.5 S_o	2.0 S_o

S_o:	400 mm para		db ≤ 8 mm
	500 mm para	8 <	db ≤ 16 mm
	700 mm para		db > 16 mm

VIGAS	
Diámetro de las barras longitudinales: mm	S_2 : mm
≤ 8	400
8 - 16	500
> 16	700

Distancias máximas entre separadores S_o, S_1 y S_2 para el habilitado del acero de refuerzo, referidas a la figura No.43.

5.3.5 Ingredientes del concreto

La relación máxima agua/cemento debe ser 0.5 ó 0.4 si se espera un ataque severo de cloruros; y el contenido mínimo de cemento debe ser 300 kg/m³, a menos que ensayes adecuados muestren que pueden utilizarse valores diferentes a dichos límite. La relación agua/cemento y la trabajabilidad, que debe oscilar entre semi-fluída y fluida, son de primordial importancia.

En el caso de ataque severo de cloruros, un concreto de alta resistencia fabricado con cementos adicionados de escoria, puzolanas naturales, cenizas volantes, humo de sílice, con una relación máxima agua/cemento de 0.4 y un mayor contenido de cemento, proporciona una mayor protección al acero de refuerzo. Esta protección incrementada, sin embargo, puede lograrse sólo si se llevan a cabo medidas especiales de curado. Se recomienda preparar mezclas de prueba para control de calidad.

El contenido crítico de cloruros que indica un peligro incipiente de corrosión, depende de varios parámetros. Por lo tanto, no existe un solo valor generalmente válido para el contenido crítico de cloruros. Esto se muestra en la gráfica No.12.

Si el concreto no está carbonatado, un 0.4 % de cloruros con respecto al peso de cemento, parece ser un buen criterio para peligro incipiente de corrosión. Sin embargo, como lo muestra la gráfica No.12, el valor crítico puede ser mucho más alto ó bajo, dependiendo de las condiciones ambientales.

Los cloruros no deben ser deliberadamente agregados a la mezcla de concreto, independientemente de si el contenido máximo permitido de cloruros se excedería ó no. En el caso de ataque severo de cloruros p.ej.: en ambientes marinos y zonas costeras, las medidas recomendadas anteriormente pueden no ser suficientes para asegurar la durabilidad apropiada. La medida profiláctica más económica es disminuir la relación agua/cemento aún más e incrementar el recubrimiento de concreto.

Si estas precauciones pudiesen parecer insuficientes, puede ser preferible el proteger el acero de refuerzo directamente, utilizando refuerzo recubierto con resinas epóxicas en estructuras nuevas, ó utilizando protección catódica para

proteger estructuras existentes ó como medida preventiva para nuevas estructuras.
El galvanizado y los inhibidores de corrosión no han demostrado ser muy efectivos en el mejoramiento de la durabilidad en el caso de ataques severos. Los revestimientos epóxicos y la protección catódica parecen ser más efectivos.

5.3.6 Control de calidad

Los siguientes conceptos deben ser verificados adecuadamente por el ingeniero responsable en el sitio de la obra. En particular, deben ser verificados:

- Espaciamientos de barras, espacios para insertar vibradores.
- Recubrimientos de concreto; espacios y separadores adecuados.
- Proporcionamiento de la mezcla y sistema de aseguramiento de calidad para el concreto en todas sus etapas.

Como lo he venido reiterando, el curado es fundamental para el logro de un concreto durable y resistente a las diversas agresiones del medio ambiente; sin embargo, desafortunadamente es una etapa del proceso de manufactura del concreto muy descuidada en nuestro medio.
Las medidas de curado deben asegurar que un secado temprano de la superficie de concreto no ocurra. Una vez que el concreto se ha secado, cualquier medida posterior de curado es inútil. Las siguientes acciones pueden contribuir al logro de un buen curado:

- Permanencia de la cimbra.
- Recubrimiento de las superficies sin cimbra con mantas empapadas de agua.
- Impregnaciones con membranas de curado.

El tiempo de curado requerido depende de varios parámetros. Los principales son:

- La agresividad del medio ambiente durante la vida de servicio.
- El medio ambiente durante el curado.
- La sensibilidad al curado de la mezcla de concreto: tipo y cantidad de cemento y relación agua/cemento.

La gráfica No.11 proporciona orientación sobre el tiempo de curado requerido dependiendo de estos parámetros.

5.3.7 Otras protecciones

Todas las medidas profilácticas mencionadas conducen a garantizar una buena calidad intrínseca del concreto -como producto terminado- mediante un proporcionamiento, fabricación, colocación, compactación y curado adecuados así como con una buena práctica de diseño arquitectónico y estructural y un buen detallado y habilitación del acero de refuerzo. De esta forma se pretende aumentar la impermeabilidad del concreto haciéndolo más denso, evitando agrietamientos y por lo tanto reduciendo a un mínimo la posibilidad de ingreso del dióxido de carbono de la atmósfera, del oxígeno y de cloruros.

Existen otros medios para mantener pasiva la película protectora, extrínsecos al concreto propiamente dicho como son:

- Dando un tratamiento químico a la superficie del acero como puede ser el galvanizado de las barra de refuerzo [*Díaz Ballote, Luis., 1996*].
- Aplicando adecuadamente pinturas epóxicas anticorrosivas apropiadas [*Swamy, R.N. y Tanikawa, 1993*].
- Adicionando al concreto, durante su fabricación, aditivos inhibidores de la corrosión, con eficiencia comprobada [*Secre, Will 1993*].
- Instalando un sistema de protección catódica [*Chou, Gee Kin., 1984*].

- Aplicando membranas ó selladores que impidan la penetración de líquidos y gases en el caso de estructuras ya construidas. Deberá verificarse la eficacia de los productos aplicados a través del tiempo mediante un programa de inspección y mantenimiento.

5.4 Protección en la etapa de uso

5.4.1 Inspección periódica

Como lo he mencionado en apartados anteriores, para conservar las estructuras en buen estado, deben ser inspeccionadas y mantenidas con regularidad.
Se entiende por inspección el proceso por el cual se detectan, registran y documentan posibles anomalías -- defectos, deterioros ó daños -- presentes en estructuras existentes. Comprende todas las actividades necesarias para determinar el estado ó condiciones de la estructura a la fecha de la inspección incluyendo el acopio de información requerida para identificar los orígenes, causas y mecanismos de las lesiones observadas [*FIP, 1986*].

Clases de inspección Pueden distinguirse tres niveles de inspección: de rutina; detallada y especial. Además de estas tres categorías de inspección, existen observaciones casuales y superficiales hechas por los usuarios ó por personas que se encuentren transitoriamente en la edificación. Si bien este tipo de observaciones no se llevan a cabo por técnicos ni a intervalos regulares, deben ser tomadas en cuenta ya que con no poca frecuencia aportan información de mayor importancia.

Inspección de rutina Una inspección de rutina debe llevarse a cabo metódicamente a intervalos regulares. El inspector debe trabajar siguiendo una lista de verificación que haya sido preparada conjuntamente tanto por los ingenieros responsables del diseño como por los responsables del

mantenimiento para el tipo particular de edificación de que se trate.
La inspección debe llevarse a cabo por un inspector entrenado, bajo la supervisión de un ingeniero y los resultados deben ser comparados con los resultados de inspecciones previas. Debe hacerse un reporte escrito acerca de las condiciones de la estructura y de sus componentes. La inspección de rutina es fundamentalmente ocular y, en general, no son necesarios equipo ni accesibilidad especiales.

Inspección de detalle Una inspección detallada debe llevarse a cabo a la mitad del periodo entre dos inspecciones de rutina.
El objetivo de una inspección detallada es el llevar a cabo un examen intensivo y minucioso de todos los elementos de la estructura, y por lo tanto puede requerirse de ayudas tales como, técnicas de visión remota, equipo submarino y accesibilidad especial.
Si ésto no fuera posible, deben examinarse detenidamente secciones representativas de la estructura.
Además de la lista de puntos a verificar en la inspección de rutina, deben considerarse instrucciones especiales aplicables a la estructura en cuestión.
Debe prepararse un reporte completo por escrito respaldado por fotografías y dibujos. Es recomendable que las inspecciones detalladas y las de rutina se realicen por la misma persona.

Inspecciones especiales Una inspección de carácter especial se lleva a cabo en circunstancias no usuales; por ejemplo:

- Cuando una condición específica es descubierta por observación casual ó a raíz de una inspección de rutina ó detallada.
- Cuando se detecten condiciones semejantes a las encontradas en estructuras similares y que hayan sido causa de problemas patológicos.
- Cuando las estructuras se hayan sometido a estados de carga extraordinarios o a sobrecargas mayores que las previstas en el diseño.
- Al ocurrir asentamientos mayores que los anticipados en el diseño.

- Al ocurrir eventos excepcionales tales como inundaciones, colisiones ó incendio.
- Cuando ocurre actividad sísmica de intensidad máxima ó extraordinaria.
- Cuando se lleven a cabo maniobras de limpieza a los elementos estructurales.
- Cuando hay cambio de uso de la estructura.

Las inspecciones especiales pueden requerir una gran cantidad de ensayes complementarios, actividades de análisis y revisión estructural y eventualmente el desarrollo de proyectos de investigación.

Periodicidad de inspección La periodicidad conveniente para la práctica de inspecciones a una estructura debe decidirse en función de factores como: tipo e importancia de la estructura; estados de carga y severidad; consecuencias de un eventual colapso; agresividad del medio ambiente; historia del uso y mantenimiento previos y aspectos económicos, entre otros. Los siguientes intervalos pueden tomarse como referencia para el establecimiento de un buen programa de inspección a estructuras existentes:

Agresividad del medio ambiente y severidad de condiciones de carga	GRUPO DE ESTRUCTURA SEGUN RCDF, 1997					
	A		B1		B2	
	Inspección de rutina	Inspección detallada	Inspección de rutina	Inspección detallada	Inspección de rutina	Inspección detallada
Severo	2 (a)	2	6 (a)	6	10 (a)	10
Moderado	6 (a)	6	10 (a)	10	10	(b)
Normal	10 (a)	10	10	(b)	10 (c)	(b)

(a) La inspección de rutina deberá programarse a la mitad del período entre inspecciones detalladas.

(b) A juicio del inspector.

(c) Sólo recorrido para observación aleatoria.

Excelentes referencias en relación con la metodología para la práctica de inspecciones estructurales así como para la clasificación de las anomalías encontradas son: la Guía FIP para inspección y mantenimiento de las estructuras de concreto reforzado y presforzado [*FIP, 1986*]; el reporte del Comité 201 del Instituto Americano del Concreto [*ACI - 201, 1992*]; las recomendaciones para la clasificación de daños en estructuras de concreto [*RILEM, 1994*] y la propuesta para clasificación de daños en el concreto causados por agresiones químicas [*Lauver, 1990*].

5.4.2 Mantenimiento

Entendemos por mantenimiento el conjunto de actividades -- incluyendo la inspección -- necesarias para que una estructura pueda continuar desempeñando satisfactoriamente las funciones para las que fue diseñada ó para preservar su nivel original de apariencia estética. Mantenimiento preventivo es el conjunto de trabajos necesarios para evitar el deterioro de una estructura a un grado tal que pudiese provocar un menoscabo significativo en el desempeño de sus funciones ó para evitar la obligatoriedad de recurrir a reparaciones mayores [*FIP, 1986*].
Es fundamental que cualquier trabajo de mantenimiento efectuado sea perfectamente documentado de tal forma que pueda disponerse en cualquier momento de una historia completa de la estructura.

Importancia del mantenimiento Establecer un programa de mantenimiento es importante por las siguientes razones:

- Para vigilar el desempeño de la estructura y contar con la garantía de que es segura y adecuada para las funciones originalmente previstas.

- Para monitorear la influencia del medio ambiente dado que existe una relación entre la agresividad del mismo y la durabilidad de las estructuras de concreto.

- Para retroalimentar a los diseñadores, constructores y propietarios acerca de los factores que predominan en los problemas de mantenimiento, los que será mas redituable atenderlos durante las etapas de diseño y ejecución de obra.

- Para suministrar información con base en la cual puedan tomarse decisiones respecto a medidas preventivas que puedan llevarse a cabo. Es mas económico reparar daños menores incipientes que reemplazar componentes principales ó la estructura total en el caso de riesgo de colapso inminente.

- Para detectar anomalías, disfunciones ó fuentes potenciales de problemas patológicos lo mas oportunamente posible con el propósito de evitar que degeneren o se inicien otros mas graves prolongando de esta forma la vida de servicio de la estructura.

La inspección, mantenimiento y reparación ó refuerzo de una estructura deben ser entendidas como un todo. La identificación oportuna de la necesidad de reparar puede contribuir al ahorro económico. El costo anual de un programa de inspección eficiente es de, aproximadamente, el 0.1% del monto original de la inversión, y el correspondiente a un mantenimiento adecuado oscila entre el 1 y el 2% [*GEHO - CEB, 1994*].
Merecen ser mencionadas las siguientes dos partidas que con frecuencia son fuente de problemas patológicos importantes:

- La limpieza es particularmente importante donde la acumulación de basura ó escombros pudiera impedir el movimiento libre de juntas de expansión o apoyos móviles.

- También es importante la limpieza periódica de los sistemas de drenaje pluvial para evitar problemas por estancamiento de agua ó aumento de la presión de la misma.

CAPITULO 6

LA TERAPEUTICA ESTRUCTURAL

Como lo mencioné en el apartado 3.5, corresponde a la terapéutica estructural el estudio del tratamiento ó medidas necesarias para la solución de los problemas patológicos de las construcciones. Asimismo mencioné que para que las medidas correctivas resulten exitosas, es necesario que previamente se tenga un diagnóstico certero y bien definido del problema.
No es el propósito de este trabajo entrar al detalle de los numerosos procedimientos constructivos de que se dispone actualmente para la terapia estructural, los que pueden consultarse en la extensísima bibliografía existente sobre el tema. Sin embargo, creo conveniente -- al menos --, presentar en forma descriptiva las diferentes categorías de técnicas o intervenciones terapéuticas para dar solución a sendos niveles de anomalías ó disfunciones que pueda eventualmente sufrir un elemento estructural en forma individual ó la totalidad de la estructura en forma global.

6.1 Técnicas

6.1.1 Reparación

Recuperación de la capacidad resistente y rigidez originales del elemento o estructura. Usualmente los trabajos de reparación pueden llevarse a cabo manteniendo la edificación en uso u operación. Esta técnica también se le identifica como **restauración** y se aplica a casos en los que el elemento o estructura manifiesta signos de daños ó deterioro factibles de corregir sin necesidad de recurrir a la demolición y reposición de sectores ó elementos severamente lesionados [*FIP, 1994*].

6.1.2. Reconstrucción parcial

Recuperación de la capacidad resistente y rigidez originales de un elemento ó estructura mediante la remoción de sectores severamente dañados ó deteriorados y la reposición por materiales nuevos -- concreto y acero de refuerzo --. Usualmente los trabajos de reconstrucción parcial requieren del apuntalamiento temporal del elemento sujeto a reparación. Ver figura No. 44.

6.1.3 Refuerzo

Incremento de la capacidad resistente de un elemento mediante procedimientos como el encamisado con concreto reforzado ó con acero estructural. El refuerzo de un elemento suele producir cambios en su rigidez que deberán tomarse en cuenta en los análisis para evaluar la respuesta de la estructura modificada.

6.1.4 Reestructuración

Modificación en forma global del proyecto ó configuración estructural original de una edificación que se hace necesaria para corregir un defecto congénito de estructuración; para reforzar la edificación en su conjunto ó para efectuar una modificación al proyecto arquitectónico original.

En el diseño de una reestructuración es de particular importancia que la rigidez de los nuevos elementos sea compatible con la rigidez de la estructura original si se desea lograr un trabajo en conjunto. Asimismo, debe revisarse la trasmisión de cargas a la cimentación lo que frecuentemente conducirá a la necesidad de modificarla.

Los trabajos de reestructuración por lo general implican la ejecución de obras de gran extensión y complejidad que requieren de la puesta fuera de servicio de la edificación.

6.1.5 Rehabilitación

Es el conjunto de acciones e intervenciones terapéuticas necesarias para recuperar parcial ó totalmente ó para incrementar la capacidad original de la estructura de tal forma que su respuesta ó comportamiento sea satisfactorio al ser sometida a las solicitaciones permanentes y accidentales de acuerdo con la normatividad vigente. El tipo de acciones e intervenciones podrán ser:

- Reparaciones ó reconstrucciones parciales de carácter local en elementos de la superestructura ó de la cimentación que no alteran sus propiedades geométrico-elásticas restituyendo las características de resistencia, rigidez y durabilidad para las que fueron dimensionadas originalmente.

- Reforzamientos que alteran las características geométrico-elásticas de la estructura original en sus componentes de superestructura ó cimentación, así como reestructuraciones que introducen nuevos elementos ó sistemas estructurales ó bien eliminan algunos elementos existentes.

- Cambio del uso ó destino de la edificación que conduzca en la reducción de las cargas vivas gravitacionales sin alteración de las características geometrico-elásticas de la estructura.

6.2 Estrategias

Antes de iniciar cualquier intervención terapéutica en una estructura, la causa del problema patológico debe ser identificada lo mas claramente posible, sin olvidar que usualmente su origen podrá ser la combinación de varias causas. Esta premisa puede parecer obvia, pero es sorprendente la frecuencia con que se ignora o pasa por alto, trayendo como consecuencia que en un plazo relativamente corto se tenga necesidad de llevar a cabo nuevos trabajos de reparación.

Debe además considerarse el objetivo de la intervención, el que generalmente será el restituir ó mejorar uno o varios de los siguientes atributos de la estructura: durabilidad, resistencia, rigidez, estabilidad ó apariencia estética. De estos, la restitución de durabilidad es -- con mucho -- el objetivo mas común de las intervenciones terapéuticas. Solo después de haber identificado la ó las causas fundamentales de las manifestaciones patológicas así como su posibilidad de recurrencia y los objetivos de la intervención, se tendrán los elementos para elegir la terapia mas adecuada al caso [*RILEM, 1994*]. Para esto, es necesario llevar a cabo un proceso de evaluación estructural.

6.2.1 Evaluación estructural

El paso mas importante en un proyecto de intervenciones terapéuticas es la evaluación cuidadosa de la estructura existente. El propósito de esta evaluación es detectar todas las anomalías y disfunciones; identificar sus causas y, en consecuencia, juzgar la presente y futura adecuación de la estructura. Además, determinar si son necesarias o no intervenciones terapéuticas y, en su caso, si son económicamente factibles -- comparadas con la demolición y sustitución -- y, si proceden, cómo deben ser ejecutadas.
La evaluación también debe incluir recomendaciones de acciones inmediatas para reducir ó para eliminar el riesgo ó peligro de colapso inminente cuando sea este el caso [*ACI-437, 1991; ACI-364 1993*].
En otras palabras, la evaluación consiste en la formulación de un diagnóstico, de un pronóstico y de las recomendaciones de terapia correspondientes.

Circunstancias para iniciarla El no llevar a cabo una evaluación adecuada, cualquier programa para trabajos de intervenciones terapéuticas estará abocado al fracaso.
Las anomalías o disfunciones de una estructura se manifiestan generalmente por signos evidentes, los que usualmente son detectados en las inspecciones de rutina ó detalladas, aunque no es raro que en ocasiones sean descubiertos

por casualidad. En el inciso 5.3.1 menciono algunas circunstancias que pueden ser motivo del inicio de un proceso de evaluación estructural. Entre las mas comunes son:

- Por anomalías evidentes tales como: lesiones por daños o deterioro, ó disfunciones como vibraciones inaceptables.
- Por cambio de uso ó destino de la edificación.
- Por necesidad de modificaciones al proyecto arquitectónico.
- Por cambio de propietario.
- Por ocurrencia de situaciones extraordinarias tales como incendios, explosiones ó colisiones.
- Por ocurrencia de solicitaciones accidentales de intensidad máxima.

6.2.2 Metodología

Un proyecto de intervenciones terapéuticas debe ser efectuado conforme a una metodología propia, diferente de la que se sigue tradicionalmente en proyectos de obras nuevas.

La ingeniería de rehabilitación es una rama especializada que demanda mayor capacidad y destreza que la ingeniería de diseño clásica. El ingeniero patólogo y terapeuta debe ser parte investigador, parte diseñador, parte especialista en materiales y parte supervisor de obra.

Es importante subrayar que un ingrediente que complica aun mas la terapéutica estructural es la interacción que existe entre los efectos del deterioro con daños y con defectos. No es raro que una intervención iniciada para corregir lesiones derivadas de deterioro descubra problemas latentes, ó vicios ocultos tales como defectos congénitos ó adquiridos ó daños previos, que hacen necesario otro proceso de evaluación y el desarrollo de nuevos detalles constructivos. Esto conduce con frecuencia a un desbalance en los presupuestos y programas de ejecución de obra.

El cuadro No. 9 muestra un esquema de la estrategia para definir la conducta a seguir asegurando una decisión óptima en cada momento del desarrollo de un proyecto para solucionar problemas patológicos estructurales.
Enseguida describiré, en términos generales, algunos parámetros que influyen significativamente en el bosquejo de un plan global de rehabilitación, así como en el diseño detallado de las intervenciones y en la ejecución de obra.

6.2.3 Plan de rehabilitación

Como lo mencioné en el apartado 6.2.1, el paso mas importante en un proyecto de rehabilitación es el proceso de evaluación estructural. Igualmente importante será el tomar en cuenta su interacción con la **función ó uso** de la edificación, su **sistema constructivo** y las **restricciones** que su operación cotidiana impondrá en la ejecución de las intervenciones terapéuticas. El no tomar en cuenta los tres aspectos anteriores puede conducir a un proyecto pobremente adaptado a las necesidades de rehabilitación de la estructura.
En general, será conveniente organizar el proyecto de rehabilitación en torno a sectores ó elementos típicos que requieran intervenciones semejantes, como pueden ser: columnas, sistemas de piso incluyendo losas, vigas y trabes, muros y conexiones; sin embargo, es muy importante evitar la sobregeneralización formulando tantas soluciones como lo justifiquen la diversidad de tipos y de severidad de las lesiones ó disfunciones que se pretendan corregir. Al mismo tiempo, se deberán analizar distintas opciones de **materiales** incluyendo productos manufacturados, así como de **procedimientos constructivos**.

Uso de la edificación El concreto reforzado se ha utilizado desde hace ya varias décadas en construcciones para desempeñar múltiples funciones con el propósito de satisfacer virtualmente todas las necesidades de la sociedad contemporánea.

En la actualidad, es usual que por eficiencia y por economía, los profesionales de la arquitectura y de la ingeniería se especialicen en el desarrollo de determinado tipo de proyectos; sin embargo, esto no es posible en el caso del ingeniero patólogo y terapeuta quien tendrá que resolver problemas de construcciones destinadas a diversos usos como pueden ser: edificios institucionales, de oficinas ó de viviendas; edificios industriales; plantas de tratamiento de aguas; silos y tanques de almacenamiento; muelles ó embarcaderos; túneles y estructuras subterráneas entre otras.
Esto representa un reto en virtud de que la selección de las medidas terapéuticas dependerá en buena parte del tipo de edificación sujeto a rehabilitación.

Tipo de estructuración El tipo y diseño detallado de la intervención deberá ser congruente con el ó los sistemas constructivos de la edificación en proceso de rehabilitación; p. ej.:

- Sistemas de concreto reforzado colado en sitio.
- Sistemas de concreto postensado colado en sitio.
- Sistemas de concreto reforzado y prefabricado.
- Sistemas de concreto prefabricado y pretensado.
- Sistemas combinados.

Restricciones de operación Los proyectos de intervenciones terapéuticas están sujetos frecuentemente a numerosas y complejas restricciones. Las restricciones pueden ser clasificadas como sigue:

- **Acceso al sitio.** El acceso al sitio de la intervención frecuentemente está limitado durante la rehabilitación de una edificación existente. Los movimientos de trabajadores, materiales y equipos, hacia dentro y fuera de las instalaciones, generalmente implican sobrecostos importantes en el proyecto.

Si fuese necesario remover y reemplazar cantidades significativas de materiales dentro de la edificación, es posible que puedan requerirse obras auxiliares, tales como: alterar la estructura existente para abrir puertas de acceso; instalar montacargas ó sistemas de manejo de materiales; y eventualmente la cancelación de las operaciones en algunos sectores de la edificación.

- **Operación normal.** Es usual que las operaciones normales de la edificación no puedan interrumpirse durante los proyectos de rehabilitación estructural. Aunque algunos propietarios podrán limitar sus operaciones y permitir que el contratista ocupe parcialmente los lugares de trabajo, pocos pueden darse el lujo de cancelar totalmente las operaciones durante el tiempo de rehabilitación. El imponer restricciones de espacio y de maniobras al contratista, implica también sobrecostos para el proyecto. Los movimientos de materiales pueden también interferir con la operación de la edificación. Otras restricciones que también deben considerarse durante la planeación de un proyecto de rehabilitación, son en cuanto a la emisión de ruido, polvo, humos, vibraciones de equipos y cualquier otra actividad que pudiese interferir con la operación normal de la edificación.

- **Programa.** Es frecuente que, para evitar interferencias con la operación normal y con el acceso al sitio de la intervención, se limiten las actividades de reparación a tiempos fuera de los horarios ordinarios de trabajo en los que no se utiliza la edificación. Esto por lo general requerirá crear turnos de trabajo nocturnos y durante los fines de semana. Todas estas restricciones deben ser consideradas previamente al proceso de cotización y rigurosamente respetadas durante los trabajos de rehabilitación.

Procedimientos constructivos Los procedimientos constructivos para las intervenciones terapéuticas son fundamentales y deben estudiarse en forma individual para cada caso específico. Algunos de los criterios para la preparación de los procedimientos y especificaciones constructivas son los siguientes:

- La preparación de las superficies es el aspecto más importante para el éxito de una correcta reparación; por ejemplo, todo el concreto suelto debe ser removido y en los sectores dañados perfilarse cavidades geométricamente regulares para lograr una reparación satisfactoria. De igual modo, las superficies deben limpiarse perfectamente antes de la aplicación de cualquier membrana, recubrimiento ó sellador.

- Las reparaciones frecuentemente requieren solamente de cantidades pequeñas de concreto o mortero las que deben ser preparadas en el sitio de la intervención.

- Algunos sistemas constructivos que no son comunes en las construcciones nuevas, tales como el concreto lanzado y el mortero empacado en seco, pueden ser muy frecuentes en los proyectos de rehabilitación.

- Las condiciones ambientales tales como la temperatura, la humedad y el viento pueden ser menos controlables que en las construcciones nuevas, y los materiales utilizados pueden ser más sensibles a condiciones adversas por lo que deberán tomarse las precauciones que se requieran según el caso.

- El reporte del Comité ACI-546 (1996) proporciona muy buena orientación sobre procedimientos alternativos para la reparación de elementos y estructuras de concreto.

Materiales La adecuada selección de los materiales para un proyecto de rehabilitación es normalmente más complicada y más importante que para el caso de una obra nueva. La variedad de materiales disponibles es mucho mayor que sólo acero de refuerzo y concreto de cemento portland. Por lo tanto, el ingeniero patólogo y terapeuta debe verificar la compatibilidad de los distintos materiales entre sí y con el concreto original, así como la velocidad a la cual pueden o deben ser aplicados y el tiempo necesario para poner la estructura en operación.

Materiales cementantes Entre las propiedades más importantes de los materiales cementantes modificados por polímeros u otros aditivos que deben tomarse en cuenta, pueden mencionarse las siguientes:

- La resistencia a la compresión y al cortante, debe ser la adecuada para soportar los esfuerzos que serán aplicados al material después de terminada la rehabilitación.

- El módulo de elasticidad debe ser semejante o -- en algunas ocasiones -- menor que el del concreto original, para minimizar los esfuerzos derivados de incompatibilidad de comportamientos.

- El coeficiente de expansión térmica también debe ser semejante al del concreto original para minimizar los esfuerzos debidos a cambios de temperatura.

- Frecuentemente será necesario usar concretos de baja contracción por secado, para minimizar los esfuerzos entre el material de reparación y el concreto original. También son necesarios para el caso en que se espere que el material de reparación contribuya proporcionalmente con el concreto original, para resistir los esfuerzos derivados de las solicitaciones externas.

- En algunos casos puede ser necesario especificar características de alto o bajo flujo plástico dependiendo de los objetivos estructurales.

- La velocidad del endurecimiento o fraguado es importante si la edificación fue puesta fuera de uso y para llevar a cabo los trabajos de rehabilitación se requiere ponerla de nuevo en operación lo más pronto posible.

- La durabilidad de los materiales de reparación es tanto o más importante que en nuevas construcciones, particularmente si la causa que originó la reparación fué el deterioro prematuro de la estructura original.

- Siempre y en todos los casos debe asegurarse la compatibilidad entre los diversos materiales utilizados en la reparación y con los materiales de la estructura original.

Otros materiales Los proyectos de rehabilitación frecuentemente implicarán el uso de una amplia gama de materiales tales como: selladores de superficie, membranas, selladores de juntas, anclas, insertos de acero, materiales para conexiones y soldaduras así como inhibidores de la corrosión.
El ingeniero patólogo y terapeuta deberá siempre asegurar la compatibilidad de los materiales utilizados en la reparación entre sí, así como con los materiales de la estructura original. La adecuada selección de los mismos para resolver los problemas identificados es también fundamental.

6.2.4 Dibujos y especificaciones

Algunas de las características peculiares de los documentos contractuales para proyectos de rehabilitación, comparados con los de proyectos de construcciones nuevas son:

- En caso de estar disponibles los dibujos de la construcción original, pueden ser reproducidos para el proyecto de rehabilitación. Esto no sólo ahorra tiempo de dibujo, sino que permitirá mostrar al contratista la naturaleza de la construcción original, las dimensiones y localización del acero de refuerzo que deberá encontrarse, así como otros detalles importantes.

- La localización, dimensiones y tipo de cada reparación deberá ser identificada en los dibujos originales, complementados con elevaciones ó secciones suficientes para permitir la correcta y completa ejecución posterior de los trabajos en el sitio.

- Frecuentemente será necesario formular contratos a precios unitarios o por administración para proyectos de rehabilitación dado que el alcance de los trabajos por lo general no está perfectamente definido al inicio de los mismos. Para controlar el monto total del proyecto, pudiese convenir solicitar al contratista reconfirmar o rectificar las cantidades estimadas, antes de ejecutar cualquier trabajo en el campo.

- Dado que los proyectos de rehabilitación se realizan frecuentemente en estructuras en operación, es indispensable informar al contratista de las restricciones impuestas por el propietario mediante una descripción detallada de las mismas, antes de que prepare su cotización.

CAPITULO 7

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Considero que los siguientes puntos son una síntesis de lo mas importante de entre todo lo expuesto en los capítulos anteriores:

1. Los factores que afectan el desempeño y la durabilidad de las estructuras de concreto reforzado son tanto intrínsecos como extrínsecos.
   El conocimiento y comprensión de los fenómenos físicos y químicos, asociados al comportamiento mecánico y a la interacción de la estructura global y de los materiales con el medio ambiente, incluyendo los efectos de la forma y de los detalles, constituyen el mejor fundamento para el logro de estructuras seguras y durables.

2. Las estructuras de concreto que hayan sido adecuadamente diseñadas y adecuadamente construidas y que presten servicio bajo condiciones normales de exposición y uso requerirán solamente un *mínimo* de mantenimiento. Sin embargo, es un error craso suponer que serán exentas de mantenimiento.
   Un programa de inspección y mantenimiento periódicos es esencial para **todas** las estructuras.
   Por estructuras adecuadamente diseñadas y adecuadamente construidas se entiende aquellas que:

   - La planeación, el dimensionamiento y el detallado arquitectónico y estructural se llevaron a cabo con una buena práctica profesional, y la obra fué ejecutada respetando en forma impecable lo estipulado en los ducumentos constructivos.

- Se tomaron todas las precauciones y cuidados conocidos para conseguir un concreto impermeable y libre de fisuras o grietas, es decir: buen proporcionamiento; buenos ingredientes -- cemento, puzolanas, aditivos, agregados, agua -- y buena manufactura, -- mezclado, transporte, colocación, compactación y curado -- es decir, aseguramiento de calidad para un concreto de calidad.

3. Dentro de los diversos tipos de deterioro que sufren las estructuras de concreto, la corrosión del acero de refuerzo es, sin duda, la mas extendida y quizá la menos entendida en la industria de la construcción. Los problemas patológicos son todavía mayores cuando afectan a estructuras o elementos preesforzados, en virtud de que las consecuencias de la ruptura de un tendón son por lo general catastróficas.
   Por lo tanto, en el diseño y ejecución de estructuras nuevas como en la rehabilitación de estructuras existentes, debe prestarse especial atención a proporcionar una protección efectiva y durable al acero de refuerzo ó de preesfuerzo.

4. Los dos factores que ejercen la mayor influencia en la protección al acero de refuerzo y al propio concreto y por lo tanto en la durabilidad son, con mucho, una compactación adecuada y un buen curado. Si estos dos factores no se logran en la obra, puede afirmarse que todos los esfuerzos hechos en las etapas de planeación y diseño serán casi totalmente en vano.
   Por lo tanto, cualquier cosa que el diseñador lleve a cabo para facilitar la colocación y compactación del concreto, redituará muy buenos dividendos en una mejora sustancial de la durabilidad.

5. La compactación y el curado son particularmente importantes para la capa superficial del concreto; es decir, para el recubrimiento, dado que es la capa que está en contacto directo con la atmósfera, proteje al acero de refuerzo, y en caso de agresiones químicas es la expuesta a mayores riesgos.

Al mismo tiempo, este es el concreto mas propenso a ser pobremente compactado y pobremente curado. Es por ello que todos los cuidados mencionados en 5.3.6 son fundamentales.

6. Los problemas patológicos de las construcciones son originados por la comisión de errores. Los errores pueden cometerse en cualquiera de las etapas de la vida de una estructura: planeación, diseño, ejecución de obra y uso u operación. La única forma efectiva para reducir tanto la cantidad como la gravedad de los posibles errores, y por lo tanto de los problemas patológicos, es mediante la educación, adiestramiento, experiencia y esmero de la totalidad de los profesionales y técnicos en la realización de las actividades que les correspondan.

7. La construcción de estructuras es el aporte que ha hecho la industria de la construcción al mejoramiento de la calidad de vida de la humanidad.
   Sin embargo, el desempeño de nuestras construcciones podría mejorarse grandemente si revisáramos cuidadosamente lo que no ha resultado como se esperaba, y capitalizáramos las lecciones aprendidas del correcto diagnóstico de problemas presentes y pasados, al planear, diseñar, construir y operar nuevas estructuras; ó dicho en otra forma, si contáramos con una metodología sistematizada para aprender de las fallas sucedidas. Esto beneficiaría no solo a la industria de la construcción sino también a la sociedad en general.

8. Aprender de las fallas ocurridas significa acopio y difusión de la información correspondiente. Desafortunadamente, debemos reconocer que, como gremio, hemos descuidado nuestra obligación de aprender de las fallas, lo cual es explicable en virtud de que las estructuras fallan porque el hombre falla, y hay una renuencia natural hacia el hablar de los errores de otros. Sin embargo, debemos hacerlo. Desde luego que se corre el riesgo de perjudicar a partes inocentes si se disemina información imprecisa e incompleta en forma irresponsable.

Por ello la difusión, además de ser responsable, objetiva y sumamente cuidadosa, solo debe ser hacia personas ó instituciones que puedan contribuir verdaderamente a enriquecer la práctica profesional incluyendo aquellas dentro y fuera de la industria de la construcción.

Este aprendizaje debe comprender no solo el estudio de las fallas catastróficas sino también cualquier anomalía ó disfunción de menor severidad e incluso de otras disciplinas afines.

9. Un buen detallado arquitectónico y estructural es la mejor y mas importante aportación a la durabilidad y vida de una estructura que puede hacerse desde las etapas de planeación y diseño.

   El hecho que en la actualidad no se reconozca dentro de la industria de la construcción la "buena química" entre el detalle y la durabilidad estructural es síntoma de que algo debe andar mal en la educación de nuestros ingenieros y arquitectos. Si queremos mejorar la durabilidad y reducir la incidencia de fallas de nuestras estructuras, es absolutamente esencial que en nuestros planes de estudio se le dé mayor importancia al detalle y a las especificaciones constructivas.

10. Se ha comprobado que los problemas patológicos que sufren actualmente algunas estructuras son derivados, en buena parte, de que el concreto que se utilizó fué seleccionado con base en requerimientos de resistencia solamente. Es por ello muy importante que tanto el diseño de estructuras nuevas como las evaluaciones y rehabilitaciones de estructuras existentes, sean realizados por ingenieros estructuristas con buenos conocimientos de los fenómenos intrínsecos y extrínsecos asociados al deterioro estructural.

    Un científico "puro", especialista en materiales, no podrá responder a cuestiones vinculadas con anomalías ó disfunciones de índole mecánico porque no cuenta con los elementos para entender el comportamiento estructural global. Asimismo, un ingeniero estructurista sin conocimientos del comportamiento de los materiales ante las agresiones del entorno en que prestará servicio, no podrá diseñar estructuras durables y de larga

vida útil. La inclusión de una asignaura introductoria a la Patología, Terapéutica y Profilaxis estructural en el plan de estudios de la carrera de Ingeniero Civil sería ciertamente una acción en la dirección correcta.
Al mismo tiempo, pero con mayor alcance y profundidad, sería conveniente ofrecer dichas asignaturas en el programa de postgrado en ingeniería estructural complementadas con la de Ingeniería Forense.

Antes de terminar creo que valdría la pena recordar como era la educación y el inicio de la práctica profesional en el campo de la ingeniería estructural hace apenas 35 ó 40 años, época en que adquirí mi primera e incipiente filosofía del diseño estructural.
Mis maestros dentro y fuera de las aulas siempre me dijeron que un ingeniero que no podía dibujar, no podía diseñar. De hecho, mucho ó casi todo lo que hacíamos era dibujar y dibujar. En la Facultad cursamos cuatro asignaturas de dibujo con duración de un año académico cada una incluyendo: métodos generales de dibujo, geometría descriptiva, perspectiva, sombras y dibujo constructivo. Incluso tuvimos que aprender como afilar los lápices sin la ayuda de sacapuntas; y eso fué a principios de los años sesenta. En los despachos de ingeniería -- de los que la oficina técnica de Fundidora fué paradigma --, todos los ingenieros dibujaban. Desde luego que había dibujantes que solo dibujaban, pero no había ingenieros que solo fueran calculistas. Los ingenieros y los estudiantes nos sentíamos orgullosos de la limpieza y claridad de nuestros dibujos -- no muy diferente a un artista de su cuadro --.
El orgullo por los buenos dibujos era igual y a veces mas que por los buenos diseños.
La regla de cálculo y el diseño por esfuerzos de trabajo eran las herramientas del oficio y lo habían sido por mucho tiempo. Todos, jóvenes y mayores, aceptábamos y nos sentíamos a gusto con las herramientas. En el ambiente se percibía que todos tenían una buena sensibilidad del proceso de diseño.

Actualmente, el modo de hacer las cosas ha cambiado en muchos aspectos. Los proyectos son mas grandes y complicados, los factores de seguridad se han reducido, utilizamos materiales de mas altas resistencias, el diseño por estados límite ha reemplazado al diseño por esfuerzos de trabajo.

Los jóvenes graduados, con honrosas excepciones, apenas si dibujan algo mas que colorear caricaturas; el grado de licenciatura se ha devaluado tanto, que los despachos o firmas de ingeniería exigen como mínimo el grado de maestría para contratar personal.

La actitud de las escuelas y de las firmas ha cambiado. Ahora el éxito se mide en toneladas de estructura de acero por metro cuadrado de superficie cubierta, ó en kilos de acero de refuerzo por metro cúbico de concreto, ó por lo sofisticado de un análisis. A nadie se le reconoce ni se le da crédito por detalles constructivos, creativos e ingeniosos que funcionen. Preferimos transferir esta tarea al contratista. Somos demasiado importantes como para emplear nuestro tiempo en "talacha".

El restirador y la regla de cálculo han sido reemplazados por las calculadoras y por las computadoras personales.

Y es en torno a las hoy por hoy muy populares computadoras personales que quisiera hacer unas últimas reflexiones las que intencionalmente he dejado hasta el final, para cerrar este trabajo.

En los últimos años la causa técnica de algunas fallas estructurales catastróficas ha sido atribuida al mal uso ó abuso de la computadora. Es motivo de serias dudas y gran preocupación si su penetración y uso cada vez mayor en la práctica de la ingeniería estructural se traducirá en un aumento de la incidencia de fallas y colapsos.

Esta preocupación está fundamentada en los siguientes considerandos:

a) Actualmente, las calculadoras de bolsillo, y las computadoras personales están practicamente al alcance de todos y totalmente asimiladas tanto dentro del proceso educativo como en el ejercicio pofesional de la ingeniería de las nuevas generaciones.

b) En la práctica, esto ha eliminado la oportunidad de aprender dos cosas importantes acerca de la ingeniería que nos fueron enseñadas en forma natural hasta la década de los años sesenta cuando nuestra única herramienta era la regla de cálculo; primera, que las respuestas de cualquier cálculo son solo aproximaciones y por lo tanto debemos reportarlas con una precisión no mayor a la de los datos de partida pues de otra forma no tendrían sentido y; segunda, que el orden de magnitud de la respuesta es algo que se conquista mediante una sensibilidad hacia los problemas y no es un regalo automático de artefactos mecánicos de cálculo.

c) Actualmente la computadora junto con una plétora de programas paquete se encuentran disponibles y económicamente accesibles en el mercado, los que pueden usarse para analizar y dimensionar cada uno de los componentes de estructuras complejas de tal forma que tengan peso mínimo -- pero al mismo tiempo esfuerzos máximos --, produciendo la estructura "mas económica".
El problema es que al hacer cada componente lo mas ligero y lo mas esforzado posible no queda margen para cubrir la posibilidad de algún error, ya sea en los propios cálculos de la computadora, en los materiales, en la ejecución de la obra ó durante el uso u operación.
Por lo tanto, parece razonable pensar que las estructuras "optimizadas" computacionalmente pudiesen ser los diseños menos seguros.

d) La computadora ha venido a ser al mismo tiempo una bendición y una maldición, porque ha hecho posible llevar a cabo cálculos que alguna vez estuvieron fuera del alcance de la paciencia y perseverancia humanas, pero al mismo tiempo dichos cálculos quedan virtualmente mas allá de toda posibilidad de verificación humana.

e) Si bien es cierto que la computadora puede ser un muy buen y quizá indispensable socio del ingeniero en el proceso de diseño, también es cierto que es una fuente de exceso de confianza por parte de sus "jefes" humanos. La ilusión que produce su capacidad para lo complicado, ha conducido a una dependencia cada vez mayor hacia la computadora por parte de los ingenieros, que reconocen mejor sus limitaciones para resolver problemas que lo que la propia computadora es capaz de reconocer de las suyas.

f) Lo que se pasa por alto con frecuencia al usar la computadora es el hecho de que el objetivo central del diseño estructural es el evitar las fallas y que, por lo tanto, es primordial el poder identificar todos los posibles modos de falla de la estructura y esto no lo puede hacer la computadora por si misma. Es el ingeniero que la usa quien debe formular las preguntas cruciales, decisivas, definitivas.

g) En caso de errores como pueden ser una concepción equivocada de modelo estructural, o al introducir los datos para formular el modelo numérico que será analizado a través de los cálculos no pensantes e irreflexivos de la computadora, los resultados que se obtengan tendrán -- en el mejor de los casos -- algún vago parecido con la realidad; y, como el ingeniero no ha tenido la oportunidad de adquirir sensibilidad hacia la estructura que está diseñando, no le será posible detectar nada sospechoso de ninguno de los números producidos por la computadora.

h) Si la computadora se utiliza para "exprimir" los cálculos de estructuras grandes ó repetitivas pero no necesariamente innovadoras, es probable que la computadora no pueda engañar a un ingeniero experimentado porque con base en sus propias vivencias y en las de sus colegas con estructuras semejantes, ciertamente sabrá qué debe cuestionar a la misma máquina para asegurarse de los resultados obtenidos.

Si además, le tocó vivir situaciones de fallas, podrá estar particularmente alerta ante la posibilidad de esos modos de falla.

i) Sin embargo, si se confía en la computadora para el diseño de estructuras innovadoras y audaces, de las que no se tienen experiencias previas de éxito y mucho menos de falla, será tan probable -- y quizá mas -- para la computadora cometer errores, que para los ingenieros de la época de la regla de cálculo y, entre mas estructuras complicadas y rebuscadas se diseñen porque se crea que la computadora puede hacer lo que el hombre no puede, entonces habrá mas peligro de errores y fallas ya que, entre mas nos alejemos de experiencias previas semejantes, es menos probable que podamos pensar en los cuestionamientos correctos.

j) Es preocupante que ante la disponibilidad de computadoras y paquetería de cálculo, los ingenieros acepten responsabilidades que, en el mejor de los casos, estén en los límites de su experiencia. Y al no contar con experiencia en ese campo, no tendrán los elementos para cuestionar un diseño generado por una computadora el cual, para un ingeniero que ejecutó por si mismo muchos diseños con la ayuda de su regla de cálculo, podrá parecer absurdo y peligroso.

k) Mac. Gregor (1984) expresó lo siguiente acerca de la creación de paquetes de computación que se usarían en la práctica del diseño estructural en el futuro: "Debido a que la elaboración de los programas de análisis y dimensionamiento estructural es sumamente complicada, la comunidad profesional en general, usará programas preparados por unos cuantos. Estos cuantos provendrán del grupo de los "analistas" y no del grupo de los "diseñadores". En términos generales, su área de conocimiento y experiencia tenderá a ser limitada. Parece muy difícil vislumbrar un mecanismo que permita garantizar que los productos de ese tipo de persona puedan reflejar la experiencia e intuición de un diseñador competente. En los talleres de diseño, la reducción en tiempo

de cálculo podrá liberar al ingeniero para emplear mas tiempo en pensamiento creativo o para permitirle desarrollar mas trabajo con menos pensamiento creativo que actualmente (1984). Si el análisis computacional está disponible, es seguro que se utilizará. Como las respuestas son muy "precisas", habrá una tendencia a creer ciegamente en ellas. El incremento de volumen de trabajo numérico puede llegar a sustituir la evaluación del verdadero comportamiento de la estructura en forma global. Por lo tanto, el uso de las computadoras para el diseño estructural debiera regularse por ingenieros conocedores y experimentados que pueden juzgar rápidamente la validez de una respuesta y el aspecto práctico de los detalles.

Ahora mas que nunca, el reto para nuestra profesión y para la educación es formar ingenieros que sean capaces de levantarse para rechazar o modificar los resultados de análisis y diseños estructurales asistidos por computadora"

I) En varias ocasiones he recibido de ingenieros de la vieja guardia los siguientes comentarios y cuestionamientos:

- Las computadoras son la calamidad mas grande que le ha sucedido a la humanidad y los ingenieros somos parte de la humanidad.

- ¿Estaremos formando sólo choferes de computadora en nuestras facultades de ingeniería?

- ¿Requerirán las computadoras "cédula profesional"?

Vale la pena reflexionar...

CAPITULO 8

BIBLIOGRAFIA

REFERENCIAS CITADAS

ACI-201.1 (1992). American Concrete Institute. *Guide for Making a Condition Survey of Concrete in Service.* Reporte del Comité 201. Farmington Hills.

ACI-201.2 (1992). American Concrete Institute. *Guide to Durable Concrete.* Reporte del Comité 201. Farmington Hills.

ACI-318 (1995). American Concrete Institute. *Building Code Requirements for Structural Concrete.* Reporte del Comité 318. Farmington Hills

ACI-364 (1993). American Concrete Institute. *Guide for Evaluation of Concrete Structures prior to Rehabilitation.* Reporte del Comité 364. Detroit.

ACI-437 (1991). American Concrete Institute. *Strength Evaluation for Existing Concrete Buildings.* Reporte del Comité 437. Farmington Hills.

ASCE (1986). American Society of Civil Engineers. *Modeling Human Error in Structural Design and Construction:* Proceedings of a Workshop en Ann Harbor, Michigan 4-6 June 1986. New York.

Ávila, Javier y Joan Genescá (1986). *Más allá de la Herrumbre.* Vol 1-3. México, D.F.: Fondo de Cultura Económica.

Bayer, E. (1983). *"Obras de Concreto Durables para Alcantarillados".* Revista IMCYC. 21 (145) México, D. F. pp. 15-34.

Blevot, Jean (1977). *Patología de las Construcciones de Hormigón Armado. Enseñanzas Extraídas de la Práctica.* Barcelona: Editores Técnicos Asociados, S.A.

Breen, John. E. (1975). *Report of the Progressive Collapse of Building Structures Research Workshop.* Austin: The University of Texas at Austin.

Calavera, J. (1996). *Patología de Estructuras de Hormigón Armado y Pretensado.* Tomo I y II. España: Torreángulo Arte Gráfico.

Campbell-Allen Danninson y Harold Roper (1991). *Concrete Structures: Materials, Maintenance and Repair.* Essex: Longman Scientific and Technical.

Castro Borges, Pedro y coautores (1995-1997). *"Corrosión en Estructuras de Concreto Reforzado".* Revista Construcción y Tecnología. 8 (87) pp. 28-33; 8 (89) pp.17-24; 8 (95) pp.6-15; 9 (99) pp. 6-11; 9 (104) pp.16-20; 9 (197) pp.6-10; 10 (113) pp.22-27. México, D. F.

CEB (1992). Comité Euro-International Du Beton. *Durable Concrete Structures* 2ª. ed. Londres: Thomas Telford House.

CEB-FIP (1978). Comité Euro-Internacional du Béton - Federation Internationale de la Precontrainte. *International System of Unified Standard Codes of Practice for Structures, vol 1; Common Unified Rules for Different Types of Construction and Materials, vol 2; CEB-FIP Model Code for Concrete Structures; CEB-FIP International Recommendations*, 3rd. Ed. París. pp. 1-123.

CYT (1995). Construcción y Tecnología. *"Reparación de superficies de concreto".* Revista Construcción y Tecnología 8 (89) México, D.F. pp.6-16.

Chesson, E. (1986). *"Failure Classifications"* En Forensic Engineering: Learning from Failures. Proceedings of the Simposium in Seattle, Washington, April, 1986 por ASCE Technical Council on Forensic Engineering y Performance of Structures Research Council of the Technical Council on Research. New York: American Society of Civil Engineers. pp. 46-61.

Cibraro, Juan Angel (1956). *Estructuras de Fundación*. Buenos Aires: Librería y Editorial Alsina.

Cottier Caviedes, Juan Luis (1993). *"Efectos de la Reacción Álcali-Agregado en el Concreto."* En Durabilidad del Concreto, ed. Raymundo Rivera Villarreal, traducido por Iliana Garza. Monterrey: Facultad e Instituto de Ingeniería Civil. U.A.N.L. pp.15-32.

Cusens, A.R. (1984). *"Keynote Address. The Inter-relationship between Research, Durability, and Design Life"*. En Design Life of Buildings: Proceedings of a Symposium in London, England. Nov. 26-27, 1984 por Institution of Civil Engineers, Concrete Society y Royal Institute of British Architects. London: Thomas Telford. pp. 211-224.

Chou, Gee Kin (1984). *"Cathodic Protection: an Emerging Solution to the Rebar Corrosion Problem"*. Revista Concrete Construction. 29 (6) E.U.A. pp. 561-566.

Díaz Ballote, Luis (1996). *"Acero de Refuerzo Galvanizado en Estructuras de Concreto"*. Revista Construcción y Tecnología. 9 (102) México, D. F. pp. 21-25.

Do Lago Helene, Paulo R. (1997). *Manual para Reparación, Refuerzo y Protección de las Estructuras de Concreto*. Traducido por Leonel Tula Sanabra y Nelson E. Díaz Brito. México, D.F.: Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto.

Eauperthuy, José Luis y Rodolfo Scannone (1990). *"Daños por Incendio en las Estructuras"*. Revista Construcción y Tecnología 6 (85) México, D.F. pp. 25-30.