

Guía para la Durabilidad del Hormigón

Informado por el Comité ACI 201

Robert C. O'Neill
Presidente

Russell L. Hill
Secretario

W. Barry Butler
Joseph G. Cabrera*
Ramon L. Carrasquillo
William E. Ellis, Jr.
Bernard Erlin
Per Fidjestøl
Stephen W. Forster
Clifford Gordon
Roy Harrell
Harvey H. Haynes
Eugene D. Hill, Jr.
Charles J. Hookham
R. Doug Hooton
Allen J. Hulshizer

Donald J. Janssen
Roy H. Keck
Mohammad S. Khan
Paul Klieger*
Joseph L. Lamond
Cameron MacInnis
Stella L. Marusin
Bryant Mather
Mohamad A. nagi
Robert E. Neal
Charles K. Nmai
William F. Perenchio
Robert E. Price*
Jan R. Prusinski

Hannah C. Schell
James W. Schmitt
Charles F. Scholer
Jan P. Skalny
Meter Smith
George W. Teodoru
Niels Thaulow
Michael D. Thomas
J. Derle Thorpe
Paul J. Tikalsky
Claude B. Trusty
David A. Whiting*
J. Craig Williams
Yoga V. Yogendran

* Fallecidos.

Palabras Clave:* adhesivos; agregados; ataque por sulfatos; carbonatación; cenizas finas; cloruro de calcio; corrosión; curado; descantillado; descongelante; deterioro; dosificación de mezclas; durabilidad; hormigón armado; incorporación de aire; pasta cementicia; petrografía; plástico; polímero; puzolana; reacción álcali-agregado; recubrimiento; relación agua cemento; relación agua-materiales cementicios; reparación; resina; resinas epoxi; resistencia; resistencia a la abrasión; resistencia al resbalamiento; tablero de puente; vapores de sílice.

TABLA DE CONTENIDOS

Introducción, p. 201.2R-2

Capítulo 1 – Congelamiento y deshielo, p. 201.2R-4

- 1.1 – Generalidades
- 1.2 – Acción de las heladas en el hormigón
- 1.3 – Agentes utilizados para eliminar el hielo
- 1.4 – Recomendaciones para lograr estructuras durables

Capítulo 2 – Exposición a agentes químicos agresivos, p. 201.2R-10

- 2.1 – Generalidades
- 2.2 – Ataque químico por sulfatos provenientes de fuentes externas al hormigón

La intención de los Informes, Guías, Prácticas Normalizadas y Comentarios de los Comités ACI es proveer lineamientos para la planificación, diseño, ejecución e inspección de las construcciones y para la redacción de especificaciones. Este documento debe ser utilizado por personas competentes para evaluar el alcance y limitaciones de su contenido y recomendaciones y que acepten responsabilidad por la aplicación del material que contiene. ACI deslinda cualquier responsabilidad por los principios expuestos. El Instituto no será responsable por ningún daño o pérdida que surja como consecuencia de los mismos.

La Documentación Técnica no deberá hacer referencia a estos documentos. Si el Arquitecto/Ingeniero desea incorporar algún elemento de estos documentos como parte de la Documentación Técnica, estos elementos se deberán redactar en lenguaje preceptivo e incorporar a la Documentación Técnica.

* ACI 210.2R-01 supersede a la norma ACI 201-2R-92 (aprobada nuevamente en 1997) y entró en vigencia el 6 de Setiembre de 2000.
Copyright © 2001, American Concrete Institute. Todos los derechos reservados.

- 2.3 – Ataque físico por sales
- 2.4 – Exposición al agua de mar
- 2.5 – Ataque por ácidos
- 2.6 – Carbonatación

Capítulo 3 – Abrasión, p. 201.2R-19

- 3.1 – Introducción
- 3.2 – Ensayos del hormigón para determinar su resistencia a la abrasión
- 3.3 – Factores que afectan la resistencia a la abrasión del hormigón
- 3.4 – Recomendaciones para obtener superficies de hormigón resistentes a la abrasión
- 3.5 – Cómo mejorar la resistencia al desgaste de un piso existente
- 3.6 – Desgaste del hormigón provocado por los neumáticos con clavos o cadenas
- 3.7 – Resistencia al resbalamiento de los pavimentos

Capítulo 4 – Corrosión de los metales y otros materiales embebidos en hormigón, p. 201.2R-24

- 4.1 – Introducción
- 4.2 – Principios de la corrosión
- 4.3 – Efectos de los componentes utilizados para elaborar el hormigón
- 4.4 – Calidad del hormigón y recubrimiento de hormigón sobre el acero
- 4.5 – Sistemas de protección positivos
- 4.6 – Corrosión de los materiales diferentes del acero
- 4.7 – Comentarios finales

Capítulo 5 – Reacciones químicas de los agregados, p. 201.2R-31

- 5.1 – Tipos de reacciones
- 5.2 – Reacción álcali-sílice
- 5.3 – Reacción álcali-carbonato
- 5.4 – Conservación de los hormigones que contienen agregados reactivos
- 5.5 – Recomendaciones para estudios futuros

Capítulo 6 – Reparación del hormigón, p. 201.2R-39

- 6.1 – Evaluación de los daños y selección del método de reparación
- 6.2 – Tipos de reparaciones
- 6.3 – Preparativos previos a las reparaciones
- 6.4 – Agentes adherentes
- 6.5 – Estética

- 6.6 – Curado
- 6.7 – Tratamiento de las fisuras

Capítulo 7 – Uso de barreras protectoras para mejorar la durabilidad del hormigón, p. 201.2R-41

- 7.1 – Características de las barreras protectoras
- 7.2 – Elementos de las barreras protectoras
- 7.3 – Guía para seleccionar una barrera protectora
- 7.4 – Humedad en el hormigón y su efecto sobre la adherencia de la barrera
- 7.5 – Influencia de las condiciones ambientales sobre la adherencia
- 7.6 – Encapsulamiento del hormigón

Capítulo 8 – Referencias, p. 201.2R-45

- 8.1 – Normas e informes de referencia
- 8.2 – Referencias citadas
- 8.3 – Otras referencias

Apéndice A – Método para preparar un extracto para analizar los sulfatos solubles en agua presentes en el suelo, p. 201-2R-59

INTRODUCCIÓN

La durabilidad del hormigón de cemento hidráulico se define como su capacidad para resistir la acción de la meteorización, los ataques químicos, la abrasión o cualquier otro proceso de deterioro. Un hormigón durable conservará su forma, calidad y serviciabilidad originales al estar expuesto a su ambiente. Hay algunas excelentes referencias generales sobre el tema (Klieger 1982; Woods 1968).

Esta guía discute las principales causas que provocan el deterioro del hormigón y presenta recomendaciones acerca de cómo evitar estos daños. Incluye capítulos sobre congelamiento y deshielo, exposición a agentes químicos agresivos, abrasión, corrosión de los metales, reacciones químicas de los agregados, reparación del hormigón y uso de barreras protectoras para mejorar la durabilidad del hormigón. La resistencia al fuego del hormigón y su fisuración están fuera del alcance de esta guía, ya que estos temas se discuten en las normas ACI 216, ACI 224R y ACI 224.1R, respectivamente.

En las regiones templadas, los ciclos de congelamiento y deshielo pueden provocar severos deterioros en el hormigón. El uso cada vez más difundido del hormigón en países de clima cálido ha puesto en evidencia el hecho de que las temperaturas

elevadas agravan los procesos químicos perjudiciales, tales como la corrosión y las reacciones álcali-agregado. Además, para dosificar y preparar hormigones durables se deberían considerar los efectos combinados de inviernos fríos y veranos cálidos.

Para que en el hormigón se produzcan los la mayoría de los procesos físicos y químicos, tanto los deseables como los perjudiciales, se necesita agua. El calor proporciona la energía que activa los procesos. Los efectos combinados del agua y el calor, junto con otros elementos ambientales, son importantes y deben ser considerados y monitoreados. Seleccionar materiales apropiados cuya composición sea adecuada y procesarlos correctamente de acuerdo con las condiciones ambientales existentes es fundamental para lograr un hormigón durable que sea resistente a los efectos perjudiciales del agua, las soluciones agresivas y las temperaturas extremas.

Los daños que provocan el congelamiento y el deshielo se han estudiado exhaustivamente y son fenómenos que bastante bien comprendidos. Estos daños se aceleran cuando se utilizan sales descongelantes, particularmente en los pavimentos, lo cual a menudo provoca descamación severa en la superficie. Afortunadamente, los hormigones preparados con agregados de buena calidad, bajas relaciones agua cemento (w/c), un adecuado sistema aire-vacíos y a los cuales se permite madurar antes de exponerlos a congelamiento y deshielo son altamente resistentes a estos daños.

La resistencia a los sulfatos presentes en el suelo, el agua del suelo o el agua de mar se logra utilizando materiales cementicios adecuados y mezclas de hormigón correctamente dosificadas sujetas a un adecuado control de calidad. Debido a que el tema de la formación diferida de etringita (DEF, según sus siglas en inglés) continúa siendo controversial y en este momento es objeto de numerosos proyectos de investigación, este documento no contiene lineamientos definitivos respecto del mismo. Se anticipa que futuras versiones de este documento se ocuparán detalladamente de la DEF.

Un hormigón de buena calidad resistirá una exposición ocasional a ácidos suaves, pero ningún hormigón ofrece buena resistencia a los ataques por ácidos fuertes o compuestos que se convierten en ácidos; en estos casos se requiere protección especial.

La abrasión puede provocar el desgaste de las superficies de hormigón. El desgaste puede ser un problema particularmente importante en los pisos industriales. En las estructuras hidráulicas, las partículas de arena o grava presentes en el agua en movimiento

pueden erosionar las superficies de hormigón. Por lo general, utilizando hormigón de alta calidad y, en casos extremos, agregados muy duros se logra una durabilidad adecuada bajo estas condiciones de exposición. Los automóviles que utilizan neumáticos con clavos provocan serios desgastes en los pavimentos de hormigón; el hormigón convencional no puede soportar estos daños.

El descantillado del hormigón de los tableros de puentes constituye un problema importante. La principal causa de la corrosión del acero de las armaduras es el uso de sales descongelantes. La corrosión produce una fuerza expansiva que hace que el hormigón ubicado sobre el acero se descantille. En la mayoría de los casos, utilizando sobre las armaduras un buen recubrimiento de hormigón y hormigones de baja permeabilidad con aire incorporado se puede asegurar una durabilidad adecuada, pero si las condiciones de exposición son severas se requerirán mecanismos de protección positivos, tales como el uso de armaduras recubiertas con epoxi, protección catódica o inhibidores de la corrosión.

Aunque habitualmente los agregados del hormigón se consideran inertes, esto no siempre es así. Ciertos agregados pueden reaccionar con los álcalis del cemento, provocando expansión y deterioro. Este problema se puede aliviar seleccionando cuidadosamente las fuentes de donde se extraen los agregados y usando cementos con bajo contenido de álcalis, puzolanas previamente ensayadas o escoria triturada.

Los capítulos finales de este informe discuten la reparación de los hormigones que no han soportado las fuerzas de deterioro y el uso de barreras protectoras para mejorar la durabilidad del hormigón.

El uso de materiales de buena calidad y una correcta dosificación de la mezcla no aseguran que el hormigón resultante sea durable. Para lograr hormigones durables también es absolutamente fundamental contar con un sistema de control de calidad y mano de obra calificada. La experiencia demuestra que hay dos puntos a los cuales es necesario prestar particular atención: 1) el control del aire incorporado y 2) el acabado de las losas. ACI 311.1R describe prácticas y procedimientos de inspección adecuados. ACI 302.1R describe detalladamente prácticas adecuadas para la compactación y acabado de pisos y losas. ACI 325.9R trata la instalación de pavimentos. ACI 330R discute el hormigón para playas de estacionamiento, mientras que ACI 332R se ocupa del hormigón para uso residencial, incluyendo el utilizado para los accesos vehiculares y demás losas.

CAPÍTULO 1 – CONGELAMIENTO Y DESHIELO

1.1 – Generalidades

Exponer el hormigón fresco a ciclos de congelamiento y deshielo pone a prueba la capacidad del hormigón de sobrevivir sin sufrir daños. El hormigón con aire incorporado, correctamente dosificado, elaborado con materiales de buena calidad, correctamente colocado, acabado y curado, puede resistir ciclos de congelamiento y deshielo durante muchos años.

Sin embargo, bajo condiciones extremadamente severas, los ciclos de congelamiento y deshielo pueden dañar aún los hormigones de alta calidad si éstos se mantienen en un estado de saturación prácticamente total. Esta situación puede ocurrir cuando un elemento de hormigón está expuesto a aire cálido y húmedo en uno de sus lados y del lado frío la evaporación es insuficiente o está restringida, o cuando el hormigón está expuesto a una columna de agua durante un período prolongado antes del congelamiento.

El lector puede consultar una discusión general sobre la acción de las heladas en el hormigón en el trabajo de Cordon (1966).

1.2 – Acción de las heladas en el hormigón

Entre 1933 y 1961 Powers y sus asociados realizaron exhaustivas investigaciones sobre la acción de las heladas en el hormigón. Los investigadores desarrollaron hipótesis razonables para explicar estos complejos mecanismos. Considerados separadamente, la pasta cementicia endurecida y los agregados se comportan de manera bastante diferente al ser sometidos a ciclos de congelamiento y deshielo.

1.2.1 – En sus primeros trabajos, Powers (1945, 1954, 1955, 1956) atribuyó los daños que las heladas provocan en el hormigón a las tensiones generadas por la presión hidráulica en los poros. La presión se debía a la resistencia al movimiento del agua que se alejaba de las regiones de congelamiento. Se creía que la magnitud de la presión dependía de la velocidad de congelamiento, del grado de saturación, del coeficiente de permeabilidad de la pasta y de la longitud del recorrido del flujo hasta el lugar más próximo que permitía el escape del agua. Los beneficios del aire incorporado se explicaban en términos del acortamiento de los recorridos del flujo hasta los sitios de escape. Algunas autoridades aún aceptan esta hipótesis.

Estudios posteriores realizados por Powers y Helmuth produjeron fuertes evidencias que indicaban que la hipótesis de la presión hidráulica no se correspondía con los resultados experimentales (Powers 1956, 1975; Helmuth 1960a, 1960b; Ticket 1953). Estos investigadores hallaron que durante el congelamiento de la pasta cementicia la mayor parte del movimiento del agua era hacia los sitios de congelamiento, no alejándose de estos sitios como se creía anteriormente. Además, las dilataciones (expansiones) que se producían durante el congelamiento generalmente disminuían al aumentar la velocidad de enfriamiento. Estos dos hallazgos contradecían la hipótesis de la presión hidráulica e indicaban que se podía aplicar una forma modificada de una teoría previamente desarrollada por Collins (1944) (originalmente desarrollada para explicar la acción de las heladas en el suelo).

Powers y Helmuth señalaron que en la pasta cementicia el agua está presente en forma de una solución alcalina débil. Cuando la temperatura del hormigón cae por debajo del punto de congelamiento hay un período inicial de superenfriamiento, luego del cual se forman cristales de hielo en los capilares de mayor tamaño. Esto provoca un aumento del contenido de álcalis en la porción no congelada de la solución dentro de estos capilares, creando un potencial osmótico que impulsa al agua presente en los poros cercanos a comenzar a difundirse hacia la solución que se encuentra en las cavidades congeladas. La dilución resultante de la solución en contacto con el hielo permite un mayor crecimiento del cuerpo de hielo (acreción). Cuando la cavidad se llena de hielo y solución, cualquier acreción de hielo adicional produce una presión de dilatación, la cual puede provocar la falla de la pasta. Al ser extraída el agua de los capilares no congelados, la pasta tiende a encogerse. (Experimentos realizados han verificado que la contracción de la pasta u hormigón ocurre durante parte del ciclo de congelamiento.)

De acuerdo con Powers, cuando la pasta contiene aire incorporado y la distancia media entre las burbujas de aire no es demasiado grande, las burbujas compiten con los capilares por el agua no congelada y normalmente ganan esta competencia. Para una mejor comprensión del mecanismo involucrado, se sugiere al lector consultar las referencias previamente citadas. Actualmente muchos investigadores creen que las tensiones resultantes de la presión osmótica provocan la mayor parte de los daños por heladas en la pasta cementicia.

Litvan (1972) también estudió la acción de las heladas en la pasta cementicia. Litvan cree que el agua adsorbida en la superficie o contenida en los poros más pequeños no puede congelarse debido a la interacción entre la superficie y el agua. Debido a la diferencia entre la presión de vapor de este líquido no congelado y superenfriado y la presión de vapor del hielo en los alrededores del sistema de la pasta, el agua migrará hacia los sitios donde puede congelarse, como por ejemplo hacia los poros de mayor tamaño o la superficie exterior. Este proceso produce una disecación parcial de la pasta y acumulación de hielo en las fisuras y grietas. El agua en estas ubicaciones se congela, ejerciendo una acción de palanca que abre aún más la fisura y, si durante el próximo deshielo el espacio se llena de agua, la presión interna y el ancho de las fisuras aumentarán. La falla ocurre cuando el agua no puede redistribuirse de manera ordenada, ya sea porque la cantidad de agua es excesiva, es decir elevada w/c para un mismo nivel de saturación, el tiempo disponible es demasiado corto (enfriamiento rápido), o el recorrido de migración es demasiado largo (falta de burbujas de aire incorporado). Litvan cree que en estos casos el congelamiento produce un sólido semiamorfo (hielo no cristalino), lo cual aumenta las tensiones internas. La distribución no uniforme de la humedad puede crear tensiones adicionales.

Es un hecho generalmente aceptado que una pasta cementicia de adecuada resistencia y madurez se puede inmunizar completamente contra el daño que provocan las heladas mediante la incorporación de aire, a menos que las condiciones de exposición sean tales que provoquen el llenado de los vacíos. Sin embargo, la incorporación de aire por sí sola no elimina la posibilidad de que el hormigón resulte dañado por las heladas, ya que también es necesario tomar en cuenta el congelamiento en las partículas de los agregados.

1.2.2 – En la mayoría de las rocas el tamaño de los poros es mayor que en la pasta cementicia, y Powers (1945) halló que durante el congelamiento los poros expelen agua. En la mayoría de los casos, la teoría de la presión hidráulica, descrita anteriormente en relación con la pasta cementicia, juega un papel de gran importancia.

Duna y Hudec (1965) avanzaron la teoría del agua ordenada, según la cual la principal causa del deterioro de las rocas no es el congelamiento sino la expansión del agua adsorbida (la cual no se puede congelar); algunos casos específicos en los cuales se produjeron fallas aún sin congelamiento de los agregados calcáreos arcillosos parecían apoyar esta teoría. Sin embargo, esto no es consistente con los resultados de las investigacio-

nes realizadas por Helmuth (1961), quien halló que durante el enfriamiento el agua adsorbida no se expande sino que en realidad se contra. No obstante, Helmuth está de acuerdo en que la adsorción de grandes cantidades de agua en los agregados que tienen una estructura de poros muy finos puede romper el hormigón debido a la formación de hielo. Se ha demostrado que el tamaño del agregado grueso es un factor importante que afecta la resistencia a las heladas. Verbeck y Landgreen (1960) demostraron que, cuando no están confinadas mediante pasta cementicia, la capacidad de las rocas naturales para soportar ciclos de congelamiento y deshielo sin sufrir daños aumenta a medida que disminuye su tamaño, y que hay un tamaño crítico por debajo del cual las rocas se pueden congelar sin que sufran daños. Estos investigadores demostraron que para algunas rocas el tamaño crítico puede ser muy pequeño, del orden de 1/4 in. (6 mm). La capacidad de agua congelable de algunos agregados (tales como el granito, el basalto, la diabasa, la cuarcita y el mármol) es tan baja que, bajo condiciones normales, no se generan tensiones al producirse el congelamiento, independientemente del tamaño de las partículas.

Diferentes propiedades relacionadas con la estructura de los poros dentro de las partículas del agregado, tales como la absorción, la porosidad, el tamaño de los poros y la distribución de los poros o permeabilidad, pueden ser indicadores de potenciales problemas de durabilidad si el agregado se utiliza en un hormigón que durante su vida de servicio se saturará y congelará. En general, son las partículas de agregado grueso que tienen valores de porosidad o absorción relativamente elevados, principalmente debido a que los espacios entre los poros son de tamaño medio (rango de 0,1 a 5 μm), las que se saturan más fácilmente y contribuyen al deterioro y la aparición de desconchaduras individuales en el hormigón. Los poros de mayor tamaño generalmente no se llenan completamente de agua, y por lo tanto el congelamiento no produce daños. Es posible que el agua en los poros muy finos no se congele tan fácilmente (ACI 221R). Los agregados finos en general no representan un problema, ya que las partículas son lo suficientemente pequeñas y están por debajo del tamaño crítico correspondiente al tipo de roca y el aire incorporado en la pasta circundante puede proveer un nivel de protección efectivo (Gaynor, 1967).

El papel del aire incorporado en la moderación de los efectos del congelamiento en las partículas de agregado grueso es mínimo.

1.2.3 – Sin aire incorporado, la matriz de la pasta que rodea las partículas de agregado puede fallar cuando

se satura críticamente y se congela. Si la matriz contiene una adecuada distribución de vacíos de aire incorporado caracterizada por un factor de separación menor que aproximadamente 0,008 in. (0,20 mm), el congelamiento no produce tensiones destructivas (Verbeck 1978).

Existen algunas rocas que prácticamente no contienen agua congelable. El hormigón con aire incorporado elaborado con un agregado totalmente compuesto por dichas rocas soportará congelamiento durante mucho tiempo, aún bajo exposición continua a la humedad. Este tiempo se puede reducir si los vacíos de aire se llenan de agua y materia sólida.

Si se utilizan agregados absorbentes, como por ejemplo ciertos cherts y agregados livianos, y el hormigón se encuentra en un ambiente continuamente húmedo, probablemente el hormigón fallará si el agregado grueso se satura (Klieger y Hanson 1961). La presión interna que se desarrolla cuando las partículas expelen agua durante el congelamiento rompe las partículas y la matriz. Si la partícula se encuentra próxima a la superficie del hormigón es posible que se produzca una desconchadura.

Normalmente, al final del período constructivo del hormigón los agregados no se encuentran en un estado crítico de saturación; esto se debe a la disecación que produce la reacción química durante el endurecimiento (autodisecación de la pasta cementicia) y a las pérdidas por evaporación. Por lo tanto, si alguno de los agregados llega a la saturación crítica, será como resultado de la presencia de agua proveniente de una fuente externa. Son poco habituales las estructuras situadas de forma tal que todas sus superficies expuestas se mantienen permanentemente húmedas y aún así están sujetas a ciclos de congelamiento y deshielo periódico. En general las secciones de hormigón tienden a secarse durante la estación seca si al menos una de sus superficies está expuesta a la atmósfera. Es por este motivo que la acción de las heladas en general no afecta el hormigón con aire incorporado, aún cuando se utilicen agregados absorbentes.

Obviamente, cuanto más secos estén los agregados en el momento de colar el hormigón mayor será la cantidad de agua que deberán recibir para alcanzar la saturación crítica y mayor será el tiempo que esto demorará. Esta es una consideración importante, ya que la duración de la estación húmeda y fría es limitada. Utilizar grava directamente extraída de una fuente subterránea puede resultar una desventaja, especialmente si la estructura entra en servicio durante la estación húmeda o poco antes del inicio del invierno.

Cuando se secan y luego se colocan en agua, algunos tipos de roca pueden absorber agua y saturarse rápidamente; estas rocas se conocen como rocas fácilmente saturables. Aún cuando al inicio estén secas, estas rocas pueden alcanzar elevados grados de saturación dentro de la hormigonera y podrían no secarse lo suficiente por disecación; por lo tanto, con estos materiales habrá problemas si no se permite un período de secado lo suficientemente prolongado antes de la llegada del invierno. Incluso la presencia de un pequeño porcentaje de roca fácilmente saturable en el agregado puede provocar daños severos. Es menos probable que las rocas difíciles de saturar, en general de grano grueso, provoquen este tipo de problemas. Obviamente, siempre es útil contar con datos acerca de las características de absorción de todos los tipos de rocas utilizados en el agregado.

1.3 – Agentes utilizados para eliminar el hielo

Apenas se popularizó la práctica de retirar el hielo de los pavimentos de hormigón utilizando sales (cloruro de sodio, cloruro de calcio, o ambos) se hizo evidente que estos materiales provocan o aceleran la desintegración superficial generando picaduras o descamación. (Estos productos químicos también aceleran la corrosión de las armaduras, lo cual puede provocar el descantillado del hormigón, tal como se describe en el Capítulo 4.)

El mecanismo mediante el cual los agentes descongelantes dañan el hormigón es bastante conocido; su naturaleza es fundamentalmente física, no química. El mecanismo involucra el desarrollo de presiones osmóticas e hidráulicas durante el congelamiento, principalmente en la pasta, de manera similar a lo que ocurre con la acción de las heladas descrita en la Sección 1.2. Sin embargo, este mecanismo es más severo.

La concentración de descongelante en el hormigón juega un papel importante en el desarrollo de estas presiones. Verbeck y Klieger (1957) demostraron que la descamación del hormigón es mayor cuando está sujeto a endicamiento de agua con concentraciones intermedias (3 a 4%) de soluciones descongelantes. El comportamiento observado fue similar para los cuatro descongelantes ensayados: cloruro de calcio, cloruro de sodio, urea y alcohol etílico. Brown y Cady (1975) extrajeron conclusiones similares. Los hallazgos de Litvan (1975, 1976) fueron consistentes con los demás estudios mencionados. Además, Litvan concluyó que los agentes descongelantes pueden provocar un elevado grado de saturación en el hormigón, y que ésta es la principal causa de su efecto perjudicial. Para una

temperatura dada, la presión de vapor de las soluciones salinas es menor que la del agua; por lo tanto, el secado que se produce entre ciclos de humedecimiento (ver Sección 1.2.3) y enfriamiento es escaso o nulo. ASTM C 672 indica cómo determinar la capacidad de una mezcla de hormigón para resistir la descamación en presencia de agentes químicos descongelantes.

Los beneficios que se obtienen incorporando aire al hormigón expuesto a productos descongelantes se explican de la misma manera que en el caso de la acción de las heladas. Ensayos en laboratorio y experiencias recabadas en obra confirman que la incorporación de aire mejora sustancialmente la resistencia a los descongelantes y es un factor fundamental para lograr pavimentos consistentemente resistentes a la descamación cuando las condiciones de exposición son severas.

1.4 – Recomendaciones para lograr estructuras durables

El hormigón que ha de estar expuesto a una combinación de humedad y ciclos de congelamiento exige lo siguiente:

- Un diseño de la estructura que minimice su exposición a la humedad;
- Baja relación w/c ;
- Adecuada incorporación de aire;
- Materiales de buena calidad;
- Adecuado curado antes del primer ciclo de congelamiento; y
- Particular atención a las prácticas constructivas.

Estos puntos se describen detalladamente en los párrafos siguientes.

1.4.1 Diseño de la estructura – Debido a que la vulnerabilidad del hormigón frente a los ciclos de congelamiento es fuertemente afectada por el grado de saturación del hormigón, durante el diseño inicial de la estructura se deberían tomar precauciones para minimizar el ingreso de agua.

La geometría de la estructura debería promover un buen drenaje. La parte superior de los muros y todas las superficies exteriores deberían ser inclinadas. Se deberían evitar las regiones bajas que pudieran provocar la formación de charcos. Los drenajes no deberían descargar sobre las caras de hormigón expuestas. El drenaje del terreno más alto no debería fluir sobre la parte superior ni sobre las caras de los muros de hormigón (Miesenhelder 1960).

Se deberían eliminar las juntas no relacionadas con los cambios de volumen. Se pueden utilizar sistemas de drenaje, tales como canaletas de goteo, que eviten que el

agua escurra debajo de los bordes de los elementos estructurales. El diseño debería evitar el uso de trampas o reservorios de agua, los cuales se pueden generar si los diafragmas se prolongan hasta los cabezales de los pilotes de los puentes.

Aún cuando rara vez es posible mantener la humedad alejada de la cara inferior de las losas construidas directamente sobre el terreno, las fundaciones sobre una subbase que incorporan las características recomendadas en ACI 325.9R minimizarán la acumulación de humedad. También se deberán tomar precauciones para minimizar las fisuras que pudieran acumular o transmitir agua.

El relevamiento de una gran cantidad de puentes y otras estructuras de hormigón ha demostrado que hay una correlación sorprendente entre el daño por congelamiento y deshielo observado en ciertas partes de la estructura y la excesiva exposición a la humedad de dichas partes atribuible al diseño estructural (Callahan et al. 1970; Jackson 1946; Lewis 1956).

1.4.2 Relación w/c – El hormigón de peso normal resistente a las heladas debería tener una relación agua-cemento no mayor que los siguientes valores: secciones delgadas (tableros de puentes, barandas, cordones, voladizos y elementos ornamentales) y cualquier hormigón expuesto a sales anticongelantes, relación w/c menor o igual que 0,45; todas las demás estructuras, relación w/c menor o igual que 0,50.

Debido a que algunas veces no se conoce con certeza el grado de absorción de los agregados livianos, no resulta posible calcular la relación w/c de los hormigones que contienen este tipo de agregados. Para estos hormigones se debería especificar una resistencia a la compresión a 28 días mayor o igual que 4000 psi (27.6 MPa).

1.4.3 Incorporación de aire – Una cantidad excesiva de aire incorporado no protegerá a la pasta cementicia contra el congelamiento y deshielo. Además, incorporar demasiado aire provocará una reducción de la resistencia. En la Tabla 1.1 se indican valores recomendados para el contenido de aire del hormigón.

Se indican contenidos de aire para dos tipos de exposiciones: exposición severa y exposición moderada. Con estos valores se obtiene aproximadamente 9% de aire en la fracción de mortero en el caso de exposición severa y aproximadamente 7% en el caso de exposición moderada.

El hormigón con aire incorporado se elabora agregando un aditivo incorporador de aire en la hormigonera, utilizando cemento incorporador de aire, o ambos. El contenido de aire resultante depende de

numerosos factores, incluyendo las propiedades de los materiales utilizados (cemento, aditivos químicos, agregados, puzolanas), la dosificación de la mezcla, el tipo de hormigonera, el tiempo de mezclado y la temperatura. Si se utilizan aditivos incorporadores de aire, su dosificación se debe modificar según sea necesario para lograr el contenido de aire deseado. Esto no resulta posible cuando solamente se utiliza un cemento incorporador de aire. Sin embargo, en obras pequeñas en las cuales no es posible contar con los equipos necesarios para verificar el contenido de aire, éste es el método más conveniente para asegurar, en cierta medida, la protección contra los ciclos de congelamiento y deshielo. El procedimiento preferido consiste en utilizar un aditivo incorporador de aire.

Tabla 1.1 – Contenidos de aire recomendados para los hormigones resistentes a las heladas

Tamaño máximo nominal de los agregados, in. (mm)	Contenido de aire promedio, %*	
	Exp. severa †	Exp. moderada ‡
3/8 (9,5)	7-1/2	6
1/2 (12,5)	7	5-1/2
3/4 (19,0)	6	5
1 (25,0)	6	5
1-1/2 (37,5)	5-1/2 [§]	4-1/2 [§]
3 (75)	4-1/2 [§]	3-1/2 [§]
6 (150)	4	3

* $\pm 1-1/2\%$ es una tolerancia razonable para el contenido de aire en obra.

† Al aire libre en clima frío si además el hormigón puede estar en contacto prácticamente continuo con la humedad antes del congelamiento o si se utilizan sales descongelantes. Algunos ejemplos incluyen los pavimentos, los tableros de puente, las aceras y los tanques de agua.

‡ Al aire libre en clima frío si además el hormigón estará expuesto a la humedad ocasionalmente antes del congelamiento y si no se utilizan sales descongelantes. Algunos ejemplos incluyen ciertos muros, vigas y losas exteriores que no están en contacto directo con el suelo.

§ Estos contenidos de aire también se aplican a todo el conjunto del agregado. Sin embargo, al ensayar estos hormigones los agregados de tamaño mayor que 1-1/2 in. (37,5 mm) se retiran manualmente o utilizando tamices y el contenido de aire se determina sobre la fracción de la mezcla menor que 1-1/2 in. (37,5 mm). (La tolerancia en obra se aplica a este valor.) El contenido de aire de la totalidad de la mezcla se determina a partir de esta fracción.

Nota: Existen opiniones contradictorias sobre si se deberían permitir contenidos de aire menores que los tabulados para hormigones de alta resistencia (aproximadamente 5500 psi) (37,8 MPa). Este comité cree que si para una determinada combinación de materiales, prácticas constructivas y exposición hay antecedentes y datos experimentales que lo justifiquen, los contenidos de aire se pueden reducir en aproximadamente 1%. (Para agregados cuyo tamaño máximo nominal es mayor que 1-1/2 in. (37,5 mm) esta reducción se aplica a la fracción de la mezcla menor que 1-1/2 in. (37,5 mm).

Las muestras a utilizar para determinar el contenido de aire se deberían extraer de una ubicación tan próxima al punto de colocación como sea posible. La frecuencia del muestreo debe ser como se especifica en ASTM C 94. Para el hormigón de agregados de peso normal se pueden utilizar los siguientes métodos de ensayo: método volumétrico (ASTM C 173), método presiométrico (ASTM C 231), o método del peso unitario (ASTM C 138). El método del peso unitario (ASTM C 138) se puede utilizar para verificar los otros métodos. Para el hormigón de agregados livianos se debería utilizar el método volumétrico (ASTM C 173).

El contenido de aire y otras características del sistema de vacíos del hormigón endurecido se puede determinar en forma microscópica (ASTM C 457). ACI 212.3R lista las características relacionadas con el sistema de vacíos requeridas para lograr durabilidad. ASTM C 672 indica un método para evaluar la resistencia del hormigón contra la descamación que provocan los descongelantes.

1.4.4 Materiales

1.4.4.1 – Si se los utiliza en hormigones con aire incorporado correctamente dosificados y elaborados, los diferentes tipos de cementos pórtland y cementos hidráulicos mezclados proporcionan resistencias similares frente a los ciclos de congelamiento. El cemento utilizado debería satisfacer los requisitos de las normas ASTM C 150 o C 595.

La mayoría de las cenizas finas y puzolanas naturales que se utilizan como aditivos no afectan significativamente la durabilidad del hormigón, siempre que el contenido de aire, la resistencia y el contenido de humedad del hormigón sean similares. Sin embargo, antes de utilizar cualquier material que no haya sido probado anteriormente, se debería realizar una investigación adecuada. Las cenizas finas y las puzolanas naturales deberían satisfacer los requisitos de ASTM C 618. En algunos países de Europa continental (Bélgica, Holanda, Francia y Alemania) durante más de un siglo se han utilizado exitosamente cementos de escoria de alto horno para elaborar hormigones expuestos a ambientes de congelamiento y deshielo severos, incluyendo ambientes marinos.

1.4.4.2 – Los agregados naturales deberían satisfacer los requisitos de ASTM C 33; sin embargo, esto no necesariamente asegurará su durabilidad. Los agregados livianos deberían satisfacer los requisitos de ASTM C 330. Aunque estas especificaciones contienen numerosos requisitos, dejan la selección final de los agregados a criterio del Ingeniero. Si el Ingeniero está familiarizado con el comportamiento en obra del

agregado propuesto, su criterio profesional se considerará adecuado. En algunas situaciones se pueden realizar estudios del comportamiento en obra para desarrollar criterios que permitan aceptar o rechazar los agregados. Si esto no fuera factible, se deberá tener especial cuidado al interpretar los resultados de los ensayos realizados en laboratorio.

Los ensayos que se pueden realizar en laboratorio sobre los agregados incluyen la absorción, la gravedad específica, la sanidad (ausencia de fisuras, imperfecciones, grietas o variaciones en relación con un patrón aceptado) y la determinación de la estructura de poros. Se han publicado descripciones de estos ensayos y opiniones acerca de su utilidad (Newton 1978); Buth y Ledbetter 1970). Aunque estos datos son útiles, y aunque algunas organizaciones incluso han establecido límites para los ensayos realizados sobre los agregados, en general se acepta que se debería confiar más en los ensayos realizados sobre hormigones elaborados con los agregados en cuestión.

Los estudios petrográficos tanto de los agregados (Mielenz 1978) como del hormigón (Erlin 1966; Mather 1978a) son útiles para evaluar las características físicas y químicas de los agregados y de los hormigones que con ellos se elaboran.

Los ensayos en laboratorio que se pueden realizar sobre el hormigón incluyen el ensayo de congelamiento y deshielo rápido (ASTM C 666), en el cual la durabilidad del hormigón se mide a través de la reducción del módulo de elasticidad dinámico del hormigón. La norma ASTM C 666 permite realizar el ensayo ya sea utilizando el Procedimiento A, congelamiento y deshielo en agua, o bien el Procedimiento B, congelamiento en aire y deshielo en agua.

Los resultados de los ensayos realizados de acuerdo con la norma ASTM C 666 han sido ampliamente analizados y discutidos (Arni 1966; Buth y Ledbetter 1979; ACI 221R; Transportation Research Board 1959). Se ha criticado a estos ensayos alegando que no reproducen las condiciones que existen en obra. Inicialmente las probetas de ensayo se saturan, lo cual en general no ocurre con el hormigón en obra cuando comienza el invierno. Además, los métodos de ensayo no reproducen de manera realista las condiciones reales de humedad de los agregados del hormigón en obra. Los métodos rápidos también han sido criticados porque exigen tasas de enfriamiento mayores que las que ocurren en obra. Otra crítica expresada es que las pequeñas probetas que se utilizan en los ensayos no se pueden preparar utilizando los agregados propuestos si éstos son de gran tamaño, y son precisamente estos

agregados los que podrían ser más susceptibles a las desconchaduras y al deterioro general que los agregados de menor tamaño. La presencia de un trozo de agregado que produce desconchaduras en la parte central de una probeta de ensayo relativamente pequeña puede provocar la falla de la probeta, mientras que en el hormigón en servicio la desconchadura apenas provocaría defectos superficiales (Sturup et al. 1987).

En general se acepta que, aunque estos diferentes ensayos permiten clasificar a los agregados de excelentes a pobres en un orden aproximadamente correcto, no permiten predecir si con un agregado marginal se logrará un comportamiento satisfactorio si se lo utiliza en un hormigón con un determinado contenido de humedad y sujeto a ciclos de congelamiento y deshielo. La capacidad de realizar esta determinación es de gran importancia económica en las áreas en las cuales los agregados de alta calidad son escasos y se podría permitir el uso de agregados marginales locales. A pesar de las carencias de la norma ASTM C 666, muchas organizaciones creen que este ensayo es el indicador más confiable de la durabilidad relativa de un agregado (Sturup et al. 1987).

En vista de estas objeciones al ensayo ASTM C 666, Powers (1954) concibió un ensayo de dilatación cuyo desarrollo fue profundizado luego por otros investigadores (Harman et al. 1970; Tremper y Spellman 1961). La norma ASTM C 671 exige que las probetas de hormigón con aire incorporado inicialmente se lleven hasta las condiciones de humedad a las cuales se anticipa estará sujeto el hormigón al iniciar el invierno, habiendo sido el contenido de humedad determinado preferentemente mediante ensayos in situ. Luego las probetas se sumergen en agua y se congelan periódicamente utilizando la tasa de enfriamiento que se anticipa en obra. Lo que se mide es el aumento de longitud (dilatación) de la probeta durante la parte del ciclo correspondiente al congelamiento. La norma ASTM C 682 ayuda a interpretar los resultados.

En este ensayo, una variación de longitud excesiva indica que los agregados han llegado a la saturación crítica y son vulnerables. Si el tiempo que demoran en llegar a la saturación crítica es menor que la duración de la temporada de heladas en el sitio donde se utilizará el hormigón, se considera que dichos agregados no son adecuados para las condiciones de exposición anticipadas. Por el contrario, si es mayor, se considera que el hormigón no será vulnerable a los ciclos de congelamiento y deshielo.

El tiempo requerido para realizar un ensayo de dilatación puede ser mayor que el requerido para

realizar un ensayo de acuerdo con ASTM C 666. Además, los resultados son altamente sensibles al contenido de humedad del hormigón y los agregados. A pesar de estos inconvenientes, la mayoría de los resultados de ensayos informados parecen prometedores. Aunque muchas organizaciones continúan utilizando el ensayo conforme a la norma ASTM C 666, puede que se concluya que los resultados obtenidos de acuerdo con la norma ASTM C 671 son en realidad de mayor utilidad (Pielo 1986).

Si hay registros de servicio y/o resultados de ensayos existentes que indican que un determinado agregado natural es inaceptable, éste se puede mejorar eliminando las partículas livianas, blandas o cuya calidad no sea aceptable desde algún otro punto de vista.

1.4.4.3 – Los aditivos incorporadores de aire deberían satisfacer los requisitos de la norma ASTM C 260. Los aditivos químicos deberían satisfacer los requisitos de la norma ASTM C 494. Los aditivos que se utilizan para elaborar hormigón fluido deberían satisfacer los requisitos de la norma ASTM C 1017.

Con algunos aditivos minerales, incluyendo las puzolanas, y los agregados que contienen grandes cantidades de finos pueden ser necesario utilizar una mayor cantidad de aditivo incorporador de aire para desarrollar la cantidad de aire incorporado requerido. La norma ACI 212.3R contiene lineamientos detallados sobre el uso de aditivos.

1.4.5 Curado – Siempre y cuando no exista una fuente de humedad externa, los hormigones con aire incorporado deberían poder soportar los efectos del congelamiento tan pronto como alcanzan una resistencia a la compresión de aproximadamente 500 psi (3,45 MPa). A una temperatura de 50 °F (10 °C), la mayoría de los hormigones correctamente dosificados alcanzan esta resistencia durante el segundo día.

Antes de ser expuesto a un congelamiento prolongado en condiciones de saturación crítica (ASTM C 666) el hormigón debería alcanzar una resistencia a la compresión de aproximadamente 4000 psi (27,6 MPa). Se recomienda un período de secado posterior al curado. Para condiciones de exposición moderadas el hormigón debería alcanzar una resistencia de 3000 psi (20,7 MPa) (Kleiger 1956).

1.4.6 Prácticas constructivas – Si se desea lograr un hormigón durable es fundamental aplicar prácticas constructivas adecuadas. Se debería prestar particular atención a la construcción de las losas de pavimentos que posteriormente estarán expuestas a agentes químicos descongelantes, ya que la obtención de acabados durables y la severidad de las condiciones de

exposición constituyen exigencias de naturaleza problemática. El hormigón de las losas de pavimentos se debería compactar adecuadamente; sin embargo, se deben evitar prácticas tales como trabajar excesivamente la superficie, realizar acabados excesivos y/o añadir agua al hormigón para facilitar su acabado. Estas actividades traen a la superficie un exceso de mortero o agua, y la lechada resultante es particularmente vulnerable frente a la acción de los agentes descongelantes. Estas prácticas también pueden eliminar el aire incorporado de las zonas superficiales. Esto no es demasiado importante si solamente se expelen las burbujas de mayor tamaño, pero la durabilidad puede ser afectada seriamente si también se expelen las burbujas más pequeñas. El momento en el cual se realiza el acabado es un factor crítico (ACI 302.1R).

Antes de aplicar cualquier descongelante, el pavimento de hormigón debería haber recibido algún secado; antes de establecer un cronograma para la construcción de pavimentos a fines de otoño se debería considerar el nivel de resistencia especificado antes de abrir el pavimento al tráfico. En algunos casos, mientras el hormigón aún no está lo suficientemente maduro, para controlar el resbalamiento de los vehículos se pueden utilizar métodos diferentes a los agentes descongelantes, como por ejemplo materiales abrasivos.

En el caso de los hormigones de agregados livianos, los agregados no se deben humedecer excesivamente antes del mezclado. Si se utiliza saturación por vacío o métodos térmicos (por ejemplo, para poder bombear el hormigón), a menos que el hormigón tenga la oportunidad de secarse antes de congelarse, es posible que los agregados livianos alcancen un nivel de humedad con el cual el agua absorbida provocará la falla del hormigón cuando éste sea sometido a ciclos de congelamiento y deshielo. Una publicación del Departamento de Transporte de California (California Department of Transportation 1978) contiene detalles y recomendaciones adicionales sobre este tema.

CAPÍTULO 2 – EXPOSICIÓN A AGENTES QUÍMICOS AGRESIVOS

2.1 – Generalidades

El hormigón se comporta satisfactoriamente bajo exposiciones correspondientes a diferentes condiciones atmosféricas, a la mayoría de las aguas y suelos que contienen químicos, y bajo muchos otros tipos de exposiciones a agentes químicos. Sin embargo, existen

algunos ambientes químicos en los cuales, a menos que se tomen medidas específicas, la vida útil aún del mejor hormigón será muy breve. Comprender estas condiciones permite tomar medidas para evitar el deterioro o reducir la velocidad con la cual se produce.

Son escasas o nulas las circunstancias bajo las cuales el hormigón es atacado por agentes químicos sólidos secos. Para producir un ataque significativo sobre el hormigón, los químicos agresivos deben estar en solución y presentes en una concentración superior a una cierta concentración mínima. Un hormigón que está expuesto a soluciones agresivas a presión en uno de sus lados es más vulnerable que uno que no lo está, ya que la presión tiende a forzar la solución agresiva hacia el interior del hormigón.

El Comité ACI 515 (515.1R) y la Asociación del Cemento Pórtland (Portland Cement Association 1968) han tabulado los efectos de numerosos agentes químicos sobre el hormigón. Biczok (1972) presenta una

discusión detallada del deterioro que provocan los agentes químicos en el hormigón, la cual incluye datos obtenidos tanto en Europa como en Estados Unidos.

En la Tabla 2.1 se resumen los efectos que producen en el hormigón algunos agentes químicos habituales. La Tabla 2.2 muestra los factores más importantes que afectan la capacidad del hormigón para resistir el deterioro, siempre que se tomen los debidos recaudos al seleccionar los materiales utilizados para elaborar el hormigón y dosificar la mezcla. Por lo tanto, la Tabla 2.1 debe ser considerada apenas como una guía preliminar.

Algunos de los factores que provocan mayor preocupación son la exposición a los sulfatos, el agua de mar, la sal del agua de mar, los ácidos y la carbonatación. Estos temas se discuten en las Secciones 2.2 a 2.6.

Tabla 2.1 – Efecto de los agentes químicos de uso habitual sobre el hormigón

Velocidad del ataque a temperatura ambiente	Ácidos inorgánicos	Ácidos orgánicos	Soluciones alcalinas	Soluciones salinas	Otros
Rápida	Clorhídrico Nítrico Sulfúrico	Acético Fórmico Láctico	–	Cloruro de aluminio	–
Moderada	Fosfórico	Tánico	Hidróxido de sodio* > 20%	Nitrato de amonio Sulfato de amonio Sulfato de sodio Sulfato de magnesio Sulfato de calcio	Bromo (gaseoso) Licor de sulfato
Lenta	Carbónico	–	Hidróxido de sodio* 10 a 20%	Cloruro de amonio Cloruro de magnesio Cianuro de sodio	Cloro (gaseoso) Agua de mar Agua blanda
Despreciable	–	Oxálico Tartárico	Hidróxido de sodio* < 10% Hipoclorito de sodio Hidróxido de amonio	Cloruro de calcio Cloruro de sodio Nitrato de cinc Cromato de sodio	Amoniaco (líquido)

* El efecto del hidróxido de potasio es similar al del hidróxido de sodio.

Tabla 2.2 – Factores que afectan el ataque del hormigón por parte de los agentes químicos

Factores que aceleran o agravan el ataque	Factores que mitigan o demoran el ataque
1. Elevada porosidad debida a: <ol style="list-style-type: none"> Elevada absorción de agua Permeabilidad Vacios 	1. Hormigón denso obtenido mediante: <ol style="list-style-type: none"> Correcta dosificación de la mezcla * Contenido unitario de agua reducido Mayor contenido de material cementicio Incorporación de aire Compactación adecuada Curado efectivo †
2. Fisuras y separaciones debidas a: <ol style="list-style-type: none"> Concentración de tensiones Choque térmico 	2. Tensiones de tracción reducidas en el hormigón atribuibles a: ‡ <ol style="list-style-type: none"> Uso de armadura de tracción de tamaño adecuado y correctamente ubicada Inclusión de puzolana (para reducir el aumento de temperatura) Colocación de materiales adecuados en las juntas de contracción
3. Lixiviación y penetración de líquidos debido a: <ol style="list-style-type: none"> Flujo de líquidos § Formación de charcos Presión hidráulica 	3. Diseño estructural: <ol style="list-style-type: none"> Minimizar las áreas de contacto y turbulencia Proveer membranas y sistemas con barreras protectoras ¶ para reducir la penetración

* La dosificación de la mezcla y el mezclado y procesamiento inicial del hormigón fresco determinan su homogeneidad y densidad.

† Si los procedimientos de curado son defectuosos se producirán fallas y fisuras.

‡ La resistencia a la fisuración depende de la resistencia y capacidad de deformación.

§ El movimiento de las sustancias perjudiciales que transportan agua aumenta las reacciones que dependen tanto de la cantidad como de la velocidad del flujo.

¶ Los hormigones que frecuentemente estarán expuestos a agentes químicos que se sabe producen un rápido deterioro del hormigón se deberían proteger con una barrera protectora resistente a dichos agentes químicos.

2.2 – Ataque químico por sulfatos provenientes de fuentes externas al hormigón

2.2.1 – Los sulfatos de sodio, potasio, calcio o magnesio¹ que ocurren en la naturaleza, los cuales pueden atacar al hormigón endurecido, algunas veces se encuentran en el suelo y otras disueltos en el agua adyacente a las estructuras de hormigón.

Las sales de sulfato en solución ingresan al hormigón y atacan los materiales cementicios. Si en una superficie expuesta al aire se produce evaporación, los iones sulfato se pueden concentrar cerca de dicha cara y aumentar el potencial de deterioro. Se han producido ataques por sulfatos en diferentes lugares del mundo;

¹ Muchas de estas sustancias se encuentran en forma de minerales, y los informes sobre ataques de sulfatos muchas veces utilizan los nombres de estos minerales. A continuación presentamos un listado de estos nombres y su composición general:

anhidrita	CaSO ₄	tenardita	Na ₂ SO ₄
basanita	CaSO ₄ · 1/2H ₂ O	mirabilita	NaSO ₄ · 10H ₂ O
yeso	CaSO ₄ · 2H ₂ O	arcanita	K ₂ SO ₄
kieserita	MgSO ₄ · H ₂ O	glauberita	Na ₂ Ca(SO ₄) ₂
epsomita	MgSO ₄ · 7H ₂ O	langbeinita	K ₂ Mg ₂ (SO ₄) ₃
taumasita	Ca ₃ Si(CO ₃)(SO ₄)(OH) ₁ · 12H ₂ O		

esto constituye un problema particularmente severo en las regiones áridas tales como las llanuras septentrionales y partes del oeste de Estados Unidos (Bellport 1968; Harboe 1982; Reading 1975; Reading 1982; USBR 1975; Verbeck 1968); las provincias de las llanuras de Canadá (Hamilton y Handegord 1968; Hurst 1968; Price y Peterson 1968); Londres, Inglaterra (Bessey y Lea 1953); Oslo, Noruega (Bastiansen et al. 1957); y el Medio Oriente (French y Poole 1976).

El agua que se utiliza en las torres de enfriamiento de hormigón también puede ser una potencial fuente de ataque por sulfatos debido a la evaporación, particularmente si estos sistemas utilizan cantidades relativamente pequeñas de agua de reemplazo. También puede haber iones sulfato en los materiales que contienen desechos industriales, tales como las escorias obtenidas del procesamiento de hierro, cenizas y aguas subterráneas que contienen estos materiales.

El agua de mar y los suelos costeros embebidos en agua de mar constituyen un tipo de exposición particular. La Sección 2.3 contiene recomendaciones para el hormigón expuesto al agua de mar.

2.2.2 – Las dos consecuencias del ataque por sulfatos sobre los componentes del hormigón mejor conocidas son la formación de etringita (aluminato de calcio trisulfato 32-hidratado, $\text{CAO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaSO}_4 \cdot 32\text{H}_2\text{O}$) y yeso (sulfato de calcio dihidratado, $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$). La formación de etringita puede generar un aumento del volumen sólido, provocando expansión y fisuración. La formación de yeso puede provocar ablandamiento y pérdida de resistencia del hormigón. Sin embargo, la presencia de etringita o yeso en el hormigón no constituye por sí misma una indicación de ataque por sulfatos; la evidencia de un ataque por sulfatos se debería verificar mediante análisis químicos y petrográficos. Si la solución de sulfatos que provoca el ataque contiene sulfato de magnesio, además de etringita y yeso se produce brucita ($\text{Mg}(\text{OH})_2$, hidróxido de magnesio). Algunos de los procesos relacionados con los sulfatos pueden dañar al hormigón incluso sin expansión. Por ejemplo, un hormigón expuesto a sulfatos solubles puede sufrir ablandamiento de la matriz de la pasta o un aumento de su porosidad global; estos dos efectos pueden reducir su durabilidad.

Las publicaciones que discuten detalladamente estos mecanismos incluyen los trabajos de Lea (1971), Hewlett (1998), Mehta (1976, 1992), DePuy (1994), Taylor (1997) y Skalny et al. (1998). Las publicaciones que enfatizan particularmente la permeabilidad y la capacidad del hormigón para resistir el ingreso y el movimiento del agua incluyen los trabajos de Reinhardt (1997), Hearn et al. (1994), Hearn y Young (1999), Diamond (1998) y Diamond y Lee (1999).

2.2.3 – La protección contra los ataques por sulfatos se logra utilizando hormigones que retrasen el ingreso y el movimiento del agua e ingredientes adecuados para producir hormigones que tengan la resistencia a los sulfatos necesaria. El ingreso y el movimiento del agua se reducen disminuyendo la relación w/c . Se debe tener cuidado para asegurar que el hormigón se diseñe y construya de manera tal de minimizar la fisuración por contracción. Incorporar aire resulta beneficioso si es acompañado por una reducción de la relación w/c (Verbeck 1968). Para minimizar el ingreso y el movimiento del agua, la cual es la portadora de las sales agresivas, es fundamental colocar, compactar, acabar y curar el hormigón adecuadamente. Las normas ACI 304R, ACI 302.1R, ACI 308.1, ACI 305R y ACI 306R recomiendan procedimientos para realizar estas operaciones.

La resistencia a los sulfatos del cemento pórtland generalmente disminuye cuando aumenta el contenido calculado de tricalcio-aluminato (C_3A) (Mather 1968).

La norma ASTM C 150 incluye al cemento resistente a los sulfatos Tipo V, para el cual el contenido máximo calculado de C_3A permitido es de 5%, y el cemento moderadamente resistente a los sulfatos Tipo II, para el cual el contenido máximo calculado de C_3A permitido está limitado a 8%. También hay algunas evidencias que indican que la alúmina presente en la fase aluminoferrítica del cemento pórtland podría participar en los ataques por sulfatos. En consecuencia, la norma ASTM C 150 establece que en el cemento Tipo V el contenido de $\text{C}_4\text{A} + 2\text{C}_3\text{A}$ no debe ser mayor que 25%, a menos que se invoque el requisito alternativo que se basa en el uso del ensayo de comportamiento (ASTM C 452). En el caso del cemento Tipo V, en lugar de los requisitos químicos se puede utilizar el ensayo de expansión por sulfatos (ASTM 452) (Mather 1978b). Patrias (1991) discute el uso de ASTM C 1012.

En la Tabla 2.3 presentamos recomendaciones acerca de la máxima relación w/c para los hormigones que estarán expuestos a sulfatos presentes en el suelo o el agua subterránea. Las dos recomendaciones son importantes. Para lograr una resistencia satisfactoria a los ataques por sulfatos no alcanza con establecer limitaciones relacionadas con el tipo de material cementicio a utilizar (Kalousek et al. 1976).

La Tabla 2.3 contiene recomendaciones para diferentes grados de exposición potencial. Estas recomendaciones están diseñadas para proteger al hormigón contra los sulfatos provenientes de fuentes externas, como por ejemplo aquellos presentes en el suelo y el agua subterránea.

En obra, las condiciones de exposición del hormigón a los sulfatos son muchas y muy variables. Entre otros factores, la agresividad de las condiciones depende de la saturación del suelo, del movimiento del agua, de la temperatura y la humedad ambiente, de la concentración de los sulfatos y del tipo de sulfato o combinación de sulfatos involucrados. Dependiendo de estas variables, generalmente las soluciones que contienen sulfato de calcio son menos agresivas que las que contienen sulfato de sodio, las cuales a su vez en general son menos agresivas que las que contienen sulfato de magnesio. La Tabla 2.3 presenta criterios cuyo objeto es maximizar la vida útil de los hormigones expuestos a las condiciones de exposición más agresivas.

Los hormigones de cemento pórtland también pueden ser atacados por soluciones ácidas, tales como el ácido sulfúrico. La Sección 2.5 contiene información sobre los ataques por ácidos.

Tabla 2.3 – Requisitos para proteger al hormigón contra los daños provocados por ataques por sulfatos provenientes de fuentes externas

Severidad de la potencial exposición	Sulfato soluble en agua (SO ₄) [*]	Sulfato (SO ₄) [*] en agua, ppm	w/c en masa, máx. ^{†‡}	Materiales cementicios requeridos
Exposición Clase 0	0,00 a 0,10	0 a 150	Ningún requisito especial para resistencia a los sulfatos	Ningún requisito especial para resistencia a los sulfatos
Exposición Clase 1	> 0,10 y < 0,20	> 150 y < 1500	0,50 [‡]	C 150 Tipo II o equivalente [§]
Exposición Clase 2	0,20 a < 0,20	1500 a < 10.000	0,45 [‡]	C 150 Tipo V o equivalente [§]
Exposición Clase 3	≥ 0,20	≥ 10.000	0,40 [‡]	C 150 Tipo V más puzolana o escoria [§]
Exposición al agua de mar	–	–	Ver Sección 2.4	Ver Sección 2.4

^{*} En los informes de los análisis químicos realizados sobre los cementos pòrtland, el sulfato expresado como SO₄ se relaciona con el sulfato expresado como SO₃ de la siguiente manera: SO₃% × 1,2 = SO₄%

[†] El Capítulo 4 de la norma ACI 318 incluye requisitos para condiciones de exposición especiales, por ejemplo para el hormigón con armaduras de acero que puede estar expuesto a cloruros. Para los hormigones que probablemente estarán sujetos a estas condiciones de exposición, si es menor que el valor indicado en la Tabla 2.3, w/c debería ser como se especifica en el Capítulo 4 de ACI 318.

[‡] Estos valores se aplican para el hormigón de peso normal. También se aplican al hormigón estructural liviano, excepto que las máximas relaciones w/c requeridas (es decir 0,50; 0,45 y 0,40) se deberían reemplazar por una resistencia a la compresión especificada a 28 días igual a 26, 29 y 33 MPa (3750, 4250 y 4750 psi) respectivamente.

[§] En las Secciones 2.2.5, 2.2.6 y 2.2.9 se describen equivalentes para el caso de exposición Clase 1. En las Secciones 2.2.5, 2.2.7 y 2.2.9 se describen equivalentes para el caso de Exposición Clase 2. En las Secciones 2.2.5, 2.2.8 y 2.2.9 se presentan recomendaciones para las puzolanas y escorias para el caso de Exposición Clase 3.

2.2.4 – Para evaluar la severidad de la potencial exposición del hormigón a cantidades perjudiciales de sulfatos se deberían tomar muestras del agua que podría llegar al hormigón o del suelo que podría ser lixiviado por el agua que se desplaza hacia el hormigón. El Apéndice A presenta un procedimiento para preparar un extracto acuoso a partir de las muestras de suelo que se puede utilizar para analizar los sulfatos. Este extracto se debería analizar para determinar la presencia de sulfatos utilizando algún método adecuado según la concentración de sulfatos en la solución.²

2.2.5 – Para establecer la capacidad de las puzolanas y escorias para mejorar la resistencia a los sulfatos se requieren ensayos de un año de duración. Una vez establecida esta propiedad para los materiales específicos, se pueden evaluar mezclas de los mismos para exposiciones Clase 1 y Clase 2 utilizando los criterios a 6 meses establecidos en las Secciones 2.2.6 y 2.2.7.

Se puede establecer que las cenizas finas, las puzolanas naturales, los vapores de sílice y las escorias son adecuadas para proveer resistencia a los sulfatos

demostrando que su expansión es ≤ 0,10% en un año al ser ensayados individualmente con cemento pòrtland de acuerdo con la norma ASTM C 1012 en las siguientes mezclas:

Para las cenizas finas o puzolanas naturales, el cemento pòrtland de la mezcla de ensayo debería consistir en un cemento con un contenido de C₃A³ calculado según el método de Bogue mayor o igual que 7%. El contenido de ceniza fina o puzolana natural debería estar comprendido entre 25 y 35% en masa, calculado como porcentaje en masa del material cementicio total.

Para los vapores de sílice, el cemento pòrtland de la mezcla de ensayo debería consistir en un cemento con un contenido de C₃A³ calculado según el método de Bogue mayor o igual que 7%. El contenido de vapores de sílice debería estar comprendido entre 7 y 15% en masa, calculado como porcentaje en masa del material cementicio total.

² Si la cantidad de sulfatos determinada en el primer análisis se encuentra fuera del rango de concentraciones óptimo para el procedimiento analítico utilizado, el extracto se debería concentrar o diluir para llevar el contenido de sulfatos al rango apropiado para dicho método analítico y luego se debería repetir el análisis sobre la solución modificada.

³ El contenido de C₃A se debería calcular para la sumatoria del cemento pòrtland más el sulfato de calcio en el cemento. Si se encuentran presentes en una proporción suficiente, algunos aditivos utilizados para el procesamiento pueden distorsionar los valores calculados según Bogue. Las fórmulas del método de Bogue se pueden obtener de la norma ASTM C 150.

Para la escoria, el cemento p rtland de la mezcla de ensayo debería consistir en un cemento con un contenido de C_3A^3 calculado según el método de Bogue mayor o igual que 7%. El contenido de escoria debería estar comprendido entre 40 y 70% en masa, calculado como porcentaje en masa del material cementicio total.

Para calificar los materiales se deberían realizar ensayos sobre dos muestras tomadas con algunas semanas de diferencia; para que el material califique, los resultados de ambos ensayos deberían ser satisfactorios. Los valores empleados para realizar la calificación no se deberían haber obtenido más de un año antes de la fecha de la finalización de los ensayos.

El contenido de óxido de calcio informado⁴ de la ceniza fina utilizada en el proyecto no debería ser más de 2,0 puntos porcentuales mayor que el de la ceniza fina utilizada en las mezclas preparadas para los ensayos de calificación. El contenido de óxido de aluminio informado⁴ de la escoria utilizada en el proyecto no debería ser más de 2,0 puntos porcentuales mayor que el de la escoria utilizada en las mezclas preparadas para los ensayos de calificación.

2.2.6 –

- A. Cemento ASTM C 150 Tipo III con el límite opcional de 8% C_3A máx.; C 595M Tipo IS(MS), Tipo IP(MS), Tipo IS-A(MS), Tipo IP-A(MS); C 1157 Tipo MS, o bien
- B. Cualquier mezcla de cemento p rtland de cualquier tipo que satisfaga los requisitos de ASTM C 150 o C 1157 con cenizas finas o puzolanas naturales que satisfagan ASTM C 618, vapores de sílice que satisfagan ASTM C 1240, o escoria que satisfaga ASTM C 989, que satisfaga los siguientes requisitos al ser ensayada de acuerdo con ASTM C 1012. Cualquier ceniza fina, puzolana natural, vapor de sílice o escoria utilizado debería haber sido calificada previamente de acuerdo con la Sección 2.2.5:

Expansión $\leq 0,10\%$ a los 6 meses.

2.2.7 –

- A. Cemento ASTM C 150 Tipo III con el límite opcional de 5% C_3A máx.; cemento ASTM C 150 de cualquier tipo cuya expansión a 14 días sea menor o igual que 0,040% al ser ensayado de acuerdo con ASTM C 452; ASTM C 1157 Tipo HS; o bien
- B. Cualquier mezcla de cemento p rtland de cualquier tipo que satisfaga los requisitos de ASTM

C 150 o C 1157 con cenizas finas o puzolanas naturales que satisfagan ASTM C 618, vapores de sílice que satisfagan ASTM C 1240, o escoria que satisfaga ASTM C 989, que satisfaga los siguientes requisitos al ser ensayada de acuerdo con ASTM C 1012:

Expansión $\leq 0,05\%$ a los 6 meses. Para que un ensayo de apenas 6 meses de duración sea aceptable, cualquier ceniza fina, puzolana natural, vapor de sílice o escoria utilizado debería haber sido calificado previamente de acuerdo con la Sección 2.2.5.

Si la ceniza fina, puzolana natural, vapor de sílice y/o escoria no ha sido calificada de acuerdo con la Sección 2.2.5, se deberían realizar ensayos de 1 año de duración sobre la combinación propuesta y la expansión debería satisfacer el siguiente límite:

Expansión $\leq 0,10\%$ a 1 año.

2.2.8 – Cualquier mezcla de cemento p rtland ASTM C 150 Tipo V o C 1157 Tipo HS con cenizas finas o puzolanas naturales que satisfagan ASTM C 618, vapores de sílice que satisfagan ASTM C 1240 o escoria que satisfaga ASTM C 989, que satisfaga los siguientes requisitos al ser ensayada de acuerdo con ASTM C 1012:

Expansión $\leq 0,10\%$ a 18 meses.

2.2.9 – La proporción de ceniza natural, puzolana natural, vapores de sílice o escoria utilizada en la mezcla para el proyecto (en relación con la cantidad de cemento p rtland) debería ser igual que la utilizada en la mezcla de ensayo preparada para satisfacer las recomendaciones de las Secciones 2.2.6, 2.2.7 o 2.2.8. En las mezclas en las cuales el cemento p rtland contiene solamente un material adicionado, como por ejemplo ceniza fina, puzolana, vapor de sílice o escoria, la proporción de ceniza fina o puzolana natural generalmente estaría en el rango de 20 a 50% en masa del material cementicio total. De manera similar, la proporción de vapor de sílice estaría en el rango de 7 a 15% en masa del material cementicio total, y la proporción de escoria estaría en el rango de 40 a 70% en masa del material cementicio total. Si en una mezcla se utiliza más de un material adicionado, como por ejemplo ceniza fina, puzolana natural, vapor de sílice o escoria (o una combinación de estos materiales), las proporciones individuales de puzolana, vapor de sílice o escoria (o de la combinación de estos materiales) puede ser menor que los valores indicados anteriormente.

⁴ Analizado de acuerdo con la norma ASTM C 114.

La uniformidad de la ceniza fina o escoria utilizada en el proyecto también debería aproximarse a la de la mezcla ensayada para satisfacer las recomendaciones de las Secciones 2.2.6, 2.2.7 o 2.2.8:

- Contenido de óxido de calcio informado⁵ no más de 2,0 puntos porcentuales mayor que el de la ceniza fina utilizada en la mezcla de ensayo;
- Contenido de óxido de aluminio⁵ no más de 2,0 puntos porcentuales mayor que el de la escoria utilizada en la mezcla de ensayo.

El valor C_3A calculado según el método de Bogue del cemento pórtland utilizado en el proyecto debería ser menor o igual que el utilizado en las mezclas ensayadas para satisfacer las recomendaciones de las Secciones 2.2.6, 2.2.7 o 2.2.8.

Estudios realizados han demostrado que algunas puzolanas y escorias granuladas de alto horno de hierro trituradas, ya sea cuando se utilizan en el cemento mezclado o cuando se añaden al hormigón en la mezcladora, aumentan considerablemente la expectativa de vida del hormigón expuesto a ataques por sulfatos. Muchas escorias y puzolanas reducen significativamente la permeabilidad del hormigón (Bakker 1980; Mehta 1981). Estos materiales también se combinan con los álcalis y el hidróxido de calcio que se libera durante la hidratación del cemento (Vanden Bosch 1980; Roy e Idorn 1986, Idorn y Roy, 1986), reduciendo así el potencial de formación de yeso (Biczok 1972; Lea 1971; Mehta 1976; Kalousek et al. 1972).

La Tabla 2.3 requiere que, si ha de estar sujeto a condiciones de exposición Clase 3, con el cemento Tipo V se utilice una puzolana o escoria adecuada. Investigaciones realizadas indican que algunas puzolanas y escorias son efectivas para mejorar la resistencia a los sulfatos de los hormigones elaborados con cementos Tipo I y Tipo II (ACI 232R; ACI 233R; ACI 234R). Algunas puzolanas, especialmente algunas cenizas finas Clase C, disminuyen la resistencia a los sulfatos de los morteros en los cuales se utilizan (Mather 1981b, 1982). Cuando la puzolana utilizada era una ceniza fina que satisfacía los requisitos de ASTM C 618 Clase F (Dikeou 1975; Dunstan 1976). La escoria debería satisfacer los requisitos de ASTM C 989.

En los hormigones elaborados con cementos no resistentes a los sulfatos, el cloruro de calcio reduce la resistencia al ataque por sulfatos (USAR 1975), y estos cementos deberían estar prohibidos en los hormigones expuestos a sulfatos (exposición Clase I o superior). Sin embargo, si se utiliza cemento Tipo V, emplear las

cantidades normalmente aceptables de cloruro de calcio como aditivo acelerante para mitigar los efectos del hormigonado en tiempo frío no resulta perjudicial (Mather, 1992). Si existe riesgo de corrosión no se debería añadir cloruro de calcio, ya que podría inducir y acelerar la corrosión de los elementos metálicos embebidos tales como las armaduras de acero y los conductos de aluminio.

2.3 – Ataque físico por sales

Se han informado algunos ejemplos en obra (Reading 1975; Tuthill 1978; Haynes y O'Neill 1994; Haynes et al. 1996) en los cuales se ha producido deterioro debido a la acción física de las sales del agua subterránea que contenía sulfato de sodio, carbonato de sodio y cloruro de sodio. Este mecanismo aún no se comprende completamente, pero Hansen (1963), Folliard y Sandberg (1994), Haynes y O'Neill (1994), Haynes et al. (1996) y Marchand y Skalny (1999) han discutido posibles mecanismos. El mecanismo del ataque físico por sulfato de sodio o magnesio podría ser similar al utilizado en el ensayo de Brard (Schaffer 1932), el cual constituye la base de la norma ASTM C 88. Los daños típicamente ocurren en las superficies expuestas del hormigón húmedo que están en contacto con suelos que contienen las sales mencionadas. Una vez disueltas, los iones se pueden transportar a través del hormigón y luego concentrarse y precipitar en la superficie expuesta. Los daños se producen en forma de escamas superficiales de aspecto similar a las producidas por los ciclos de congelamiento y deshielo. La pérdida del hormigón expuesto es progresiva; una exposición continua, provocada por cambios cíclicos de humedad o temperatura, pueden llevar a la desintegración total de un hormigón de baja calidad. Numerosos ciclos de deshidratación y rehidratación de las sales provocados por variaciones cíclicas de la temperatura aceleran este deterioro.

El problema se puede mitigar adoptando medidas para minimizar el movimiento del agua dentro del hormigón. Aunque incorporar aire también puede ser beneficioso, esta práctica no sustituye el uso de hormigones con una relación w/c adecuadamente baja para reducir la velocidad de desplazamiento de la humedad dentro del hormigón. Para mejorar la durabilidad, Haynes et al. recomiendan utilizar una máxima relación w/c de 0,45 junto con una puzolana. El adecuado curado del hormigón es también una importante medida preventiva. Para reducir el ingreso de humedad al hormigón también se recomienda utilizar barreras de vapor y un drenaje adecuado para mantener

⁵ Analizado de acuerdo con la norma ASTM C 114.

el agua alejada del hormigón. Para proteger al hormigón contra este tipo de ataques, el grupo de medidas mencionadas se considera más efectivo que utilizar algún tipo específico de cemento o aditivo.

2.4 – Exposición al agua de mar

2.4.1 – La concentración total de sales del agua de mar difiere en las distintas partes del mundo; en algunas regiones el agua de mar está menos diluida. Sin embargo, los elementos constitutivos del agua del mar son básicamente constantes.

En las regiones frías y templadas la concentración es menor que en las regiones cálidas; la concentración es particularmente elevada en las regiones costeras poco profundas con tasas de evaporación diaria excesivas. Cuando se construyen estructuras de hormigón en áreas costeras reclamadas al mar, si las fundaciones se encuentran por debajo del nivel del agua salobre, la succión capilar y la evaporación pueden provocar supersaturación y cristalización en el hormigón por encima del nivel del terreno, lo cual provocaría tanto un ataque químico sobre el hormigón (sulfato) como la agravación de la corrosión del acero (cloruros).

En las regiones de clima tropical la combinación de estos efectos perjudiciales puede provocar graves defectos en el hormigón en apenas unos pocos años.

2.4.2 – La reacción del hormigón maduro con los iones sulfato del agua del mar es similar a la que ocurre con los iones sulfato presentes en el agua dulce o lixiviados de los suelos, pero sus efectos son diferentes (Mather 1966). La concentración de iones sulfato en el agua de mar puede aumentar a niveles elevados debido a la acción capilar y evaporación bajo condiciones climáticas extremas. Sin embargo, la presencia de iones cloruro altera la magnitud y la naturaleza de la reacción química, de manera que un cemento con un determinado contenido de C_3A calculado produce menos expansión que la que se anticiparía para el mismo cemento expuesto a agua dulce con el mismo contenido de iones sulfato. El comportamiento de los hormigones continuamente sumergidos en agua de mar y elaborados con cementos ASTM C 150 con contenidos de C_3A de hasta 10% ha resultado satisfactorio, siempre que la permeabilidad del hormigón no sea elevada (Browne 1980). El Cuerpo de Ingeniero (Corps of Engineers 1994) permite, y la Asociación del Cemento Pórtland (PCA) recomienda, hasta 10% de C_3A calculado para los hormigones que han de estar permanentemente sumergidos en agua de mar si la relación w/c se mantiene por debajo de 0,45 en masa.

Sin embargo, Verbeck (1968) y Regourd et al. (1980) demostraron que puede haber una diferencia considerable entre las composiciones calculada y medida del clinker del hormigón, especialmente en cuanto al C_3A y al C_4AF . Por lo tanto, la interrelación entre el contenido de C_3A medido y la resistencia al agua de mar podría también ser incierta.

2.4.3 – El requisito de baja permeabilidad es fundamental no sólo para retrasar los efectos de los ataques por sulfatos sino también para lograr una protección adecuada de las armaduras con el mínimo recubrimiento de hormigón recomendado por ACI 357.1R para el caso de exposición al agua de mar. La baja permeabilidad requerida se obtiene utilizando hormigones con baja relación w/c , bien consolidados y adecuadamente curados.

La permeabilidad de los hormigones elaborados con cantidades adecuadas de escoria de alto horno granulada o puzolana puede ser tan baja como 1/10 o 1/100 de la de un hormigón comparable de igual resistencia elaborado sin escoria o puzolana (Bakker 1980). Algunos investigadores han informado acerca del comportamiento satisfactorio de hormigones elaborados con escoria granulada en ambientes marinos (Mather 1981a; Vanden Bosch 1980; Lea 1971).

El hormigón se debería diseñar y construir de manera de minimizar los anchos de fisura, limitando así el acceso del agua de mar a las armaduras. Además, el hormigón debería alcanzar una madurez equivalente mayor o igual que 5000 psi (35 MPa) a los 28 días al estar totalmente expuesto al agua de mar.

Los recubrimientos conductores que se aplican en el momento de la construcción como parte de un sistema de protección catódica pueden proveer protección adicional a los hormigones parcialmente sumergidos o que llegan al agua salobre subterránea. Los recubrimientos de silano, los cuales repelen el agua, han demostrado tener excelentes características de protección.

Los recubrimientos que restringen significativamente la evaporación del agua libre del interior del hormigón pueden reducir la resistencia al congelamiento y deshielo.

Muchas veces las estructuras marinas involucran secciones de gran espesor y factores de cemento relativamente elevados. Es posible que sea necesario tratar estos hormigones como hormigón masivo, es decir, como un hormigón para el cual es necesario considerar los efectos del calor de hidratación. En este caso se deberían seguir las recomendaciones de las normas ACI 207.1R, 207.2R y 224R.

2.5 – Ataque por ácidos

En general, el cemento pórtland no tiene una buena resistencia a los ácidos; no obstante, puede tolerar algunos ácidos débiles, particularmente si la exposición es ocasional.

2.5.1 – Los productos de la combustión de numerosos combustibles contienen gases sulfurosos que se combinan con la humedad para formar ácido sulfúrico. Además, es posible que se acumulen aguas residuales en condiciones tales que provoquen la formación de ácidos. El agua de drenaje de ciertas minas y ciertas aguas industriales pueden contener o formar ácidos que atacan al hormigón.

Las turbas, los suelos arcillosos y los esquistos aluminosos pueden contener sulfuro de hierro (pirita) que, al oxidarse, genera ácido sulfúrico. Mediante reacciones adicionales pueden producir sales de sulfato, las cuales generan ataques por sulfatos (Hagerman y Rozar 1955; Lossing 1966; Bastiensen, Mourn y Rosenquist 1957; Mourn y Rosenquist 1959).

En ocasiones los arroyos de montaña son levemente ácidos debido a la presencia de dióxido de carbono libre en disolución. Generalmente, si el hormigón es de buena calidad y tiene una baja absorción, estas aguas sólo atacan su superficie. Algunas aguas minerales que contienen grandes cantidades ya sea de dióxido de carbono y/o sulfuro de hidrógeno en disolución pueden dañar severamente cualquier hormigón (RILEM 1962; Thornton 1978). En el caso del sulfuro de hidrógeno, las bacterias que convierten este compuesto en ácido sulfúrico pueden tener un papel importante (RILEM 1962).

Los ácidos orgánicos que se originan en los silos utilizados para almacenar productos agrícolas o en instalaciones de industrias manufactureras o procesadoras tales como las cervecerías, lecherías, plantas de enlatado y molinos de pulpa de madera, pueden provocar daños superficiales. Esto puede representar una preocupación particularmente importante en el caso de las losas de piso, aún cuando la integridad estructural no resulte afectada.

2.5.2 – El deterioro que los ácidos provocan en el hormigón es fundamentalmente el resultado de una reacción entre estos compuestos químicos y el hidróxido de calcio del cemento pórtland hidratado. (Cuando se utilizan calizas o agregados dolomíticos, éstos también están sujetos al ataque por ácidos.) En la mayoría de los casos, la reacción química da por resultado la formación de compuestos de calcio solubles en agua que posteriormente son lixiviados por las soluciones acuosas

(Biczok 1972). Los ácidos oxálico y fosfórico son excepciones, ya que las sales de calcio resultantes son insolubles en agua y no pueden ser fácilmente eliminadas de las superficies de hormigón.

En el caso del ataque por ácido sulfúrico, el deterioro producido es mayor o acelerado, ya que el sulfato de calcio formado afectará al hormigón mediante el mecanismo de ataque por sulfatos descrito en la Sección 2.2.2.

Si a través de las fisuras o poros del hormigón pueden ingresar ácidos, cloruros u otras soluciones salinas agresivas, es posible que las armaduras de acero sufran corrosión (Capítulo 4), la cual a su vez provocará fisuración y descantillado del hormigón.

2.5.3 – Un hormigón denso con una baja relación *w/c* proporciona algún grado de protección contra el ataque por ácidos. Ciertos materiales puzolánicos, y los vapores de sílice en particular, aumentan la resistencia del hormigón a los ácidos (Sellevold y Nilson 1987). Sin embargo, en todos los casos el tiempo de exposición a los ácidos se debería minimizar tanto como sea posible y se debería evitar la inmersión.

Independientemente de su composición, ningún hormigón de cemento hidráulico puede soportar durante mucho tiempo un agua fuertemente ácida (pH menor o igual que 3). En estos casos se debería utilizar un sistema de barrera protectora o tratamiento adecuado. ACI 515.1R contiene recomendaciones sobre barreras protectoras para proteger al hormigón contra diferentes compuestos químicos. El Capítulo 7 discute los principios generales que involucra el uso de estos sistemas.

2.6 – Carbonatación

2.6.2 – Cuando un hormigón o mortero está expuesto a dióxido de carbono se origina una reacción que produce carbonatos; esta reacción es acompañada por contracción.

Virtualmente todos los elementos constitutivos del cemento pórtland hidratado son susceptibles de carbonatación. Los resultados pueden ser beneficiosos o perjudiciales, dependiendo del tiempo, la tasa y la extensión de la carbonatación y del ambiente al cual está expuesto el cemento. Por otra parte, una carbonatación intencional durante su producción puede mejorar la resistencia, dureza y estabilidad dimensional de los productos de hormigón. Sin embargo, en otros casos la carbonatación puede provocar el deterioro y una disminución del pH de la pasta cementicia, provocando la corrosión de las armaduras próximas a la superficie. La exposición al dióxido de carbono (CO₂)

durante el proceso de endurecimiento puede afectar la superficie acabada de las losas, dejando una superficie blanda, polvorienta y menos resistente al agua. El uso de calefactores sin ventilación o la exposición a los gases de escape de las maquinarias o de otras fuentes durante el proceso de endurecimiento puede producir superficies altamente porosas susceptibles a los ataques químicos.

La fuente de CO₂ puede ser la atmósfera o bien agua que transporta CO₂ en disolución.

2.6.2 – La reacción del cemento pórtland hidratado con el CO₂ del aire es generalmente un proceso lento (Ludwig 1980). Este proceso depende fuertemente de la humedad relativa ambiente, la temperatura, la permeabilidad del hormigón y la concentración de CO₂. Las mayores tasas de carbonatación se producen cuando la humedad relativa se mantiene entre 50 y 75%. Para humedad relativa menor que 25%, el grado de carbonatación que ocurre se considera insignificante (Verbeck 1958). Si la humedad relativa es mayor que 75%, la humedad presente en los poros restringe la penetración de CO₂.

Los hormigones relativamente permeables sufren una carbonatación más rápida y extensa que los hormigones densos, bien compactados y curados. Una menor relación *w/c* y una buena compactación reducen la permeabilidad y limitan la carbonatación a la superficie. En las áreas industriales, donde hay mayor concentración de CO₂ en el aire, las tasas de carbonatación pueden ser mayores.

2.6.3 – El CO₂ absorbido por la lluvia ingresa al agua subterránea en forma de ácido carbónico. La putrefacción de la vegetación puede aportar CO₂ adicional, junto con ácido húmico, lo cual puede provocar elevados niveles de CO₂ libre. Aunque en general estas aguas son ácidas, su agresividad no puede ser determinada exclusivamente en base al pH. La reacción con los carbonatos presentes en el suelo produce un equilibrio con bicarbonato de calcio que puede resultar en soluciones de pH neutro pero que sin embargo contienen cantidades significativas de CO₂ agresivo (Lea 1971).

La tasa de ataque, similar a la del ataque por el CO₂ de la atmósfera, depende de las propiedades del hormigón y de la concentración de CO₂ agresivo. Debido a la amplia variedad de condiciones en las construcciones subterráneas, en este momento no existe consenso en cuanto a establecer valores limitantes. Sin embargo, algunos estudios han concluido que el agua que contiene más de 20 partes por millón (ppm) de CO₂ agresivo pueden provocar la rápida carbonatación de la

pasta cementicia hidratada. Por otra parte, las aguas que contienen 10 ppm o menos de CO₂ agresivo pero que se mueven libremente también pueden provocar una carbonatación significativa (Terzaghi 1948, 1949).

CAPÍTULO 3 – ABRASIÓN

3.1 – Introducción

La resistencia a la abrasión del hormigón se define como "la capacidad de una superficie para resistir el desgaste por frotamiento y fricción" (ACI 116R). Los pisos y pavimentos pueden sufrir abrasión como resultado de las operaciones de producción o bien del tránsito vehicular; por lo tanto, la resistencia a la abrasión es relevante para los pisos industriales (Novell 1928). Las partículas transportadas por el viento o el agua también pueden provocar la abrasión de las superficies de hormigón (Price 1947). En algunos casos la abrasión no constituye una consideración estructural; sin embargo, el desprendimiento de polvo puede ser muy perjudicial para algunos tipos de servicios. Esta guía apenas discute la abrasión del hormigón en las estructuras hidráulicas; ACI 210R se ocupa detalladamente de este tema.

3.2 – Ensayos del hormigón para determinar su resistencia a la abrasión

Hace ya más de un siglo que se están realizando investigaciones para desarrollar ensayos en laboratorio significativos que permitan determinar la resistencia a la abrasión del hormigón. Existen diferentes tipos de ensayo, y no se ha encontrado ningún método de ensayo que sea adecuado para todas las condiciones posibles. Se deberían considerar cuatro áreas generales (Prior 1966):

1. Pisos y losas – La Tabla 2.1 de ACI 302.1R define clases de desgaste y exige consideraciones especiales para lograr una buena resistencia al desgaste (la Tabla 2.1 de ACI 302.1R se reproduce en la presente como Tabla 3.1);

2. El desgaste del hormigón de las superficies viales se debe a la circulación de camiones pesados y automóviles con neumáticos con clavos o cadenas (frotamiento, raspado e impacto);

3. La erosión de las estructuras hidráulicas, tales como las presas, vertederos, túneles, pilas y estribos de puentes, se debe a la acción de los materiales abrasivos transportados por el flujo de agua (frotamiento y raspado); y

Tabla 3.1 – Clasificaciones aplicables a los pisos (Tabla 2.1, ACI 302.1R)

	Clase	Tráfico habitual	Uso	Consideraciones especiales	Técnica de acabado del hormigón (Capítulo 7)
Una capa	1	Peatonal liviano	Residencial o embaldosado	Pendiente para drenaje, crear plano para el embaldosado	Fratás de acero medio
	2	Peatonal	Oficinas, iglesias, escuelas, hospitales	Agregados antideslizantes, mezcla en la superficie	Fratás de acero; acabado especial antideslizante
			Ornamental residencial	Mezcla especial para espolvorear en seco, de color	Fratás de acero; agregados de color expuestos; lavar si los agregados han de estar expuestos
	3	Peatonal liviano y ruedas neumáticas	Accesos vehiculares, pisos de garaje y aceras de una vivienda	Coronación, peralte, juntas e incorporación de aire	Aplanadora, fratás y escobilla
	4	Peatonal y ruedas neumáticas*	Industrial liviano, comercial	Curado cuidadoso	Fratás de acero duro y acabado con escobilla (antideslizante)
5	Peatonal y ruedas – desgaste abrasivo*	Industrial de una sola capa, capa de acabado integral	Curado cuidadoso	Agregados metálicos o minerales especiales, aplanadora y fratás	
Dos capas	6	Peatonal y vehículos de ruedas duras - abrasión severa	Industrial pesado, dos capas adheridas	– Superficie texturada y adherencia – agregados y/o minerales especiales, o bien tratamiento de las superficies	– Superficie nivelada a fratás – Aplanadoras eléctricas especiales y fratás de acero (varias operaciones)
	7	Clases 3, 4, 5 y 6	Capas de acabado no adheridas	Armadura en forma de malla; interruptor de la adherencia en las superficies; viejas espesor mínimo 2-1/2 in. (nom. 64 mm)	–

* Bajo condiciones abrasivas en la superficie de un piso, la exposición será mucho más severa; para los pisos Clase 4 y 5 se requerirán superficies de mayor calidad. Bajo estas condiciones se recomienda utilizar un piso de dos capas Clase 6 o bien un tratamiento superficial monolítico con agregados minerales o metálicos

4. La acción de la cavitación sobre el hormigón de las presas, vertederos, túneles y otros sistemas que transportan agua provoca erosión si las velocidades son elevadas y hay presiones negativas. La mejor manera de corregir estos daños consiste en modificar su diseño, pero este tema excede el alcance de la presente guía.

La norma ASTM C 779 describe tres procedimientos operativos para evaluar las superficies de los pisos: Procedimiento A, discos giratorios (Schuman y Tucker 1939); Procedimiento B, ruedas abrasivas; y Procedimiento C, rodamientos de bolas.

Cada uno de los métodos se ha utilizado para desarrollar información sobre la resistencia al desgaste. Prior (1966) comentó que el método más confiable es el que utiliza discos giratorios. La reproducibilidad de los ensayos de abrasión es un factor importante a la hora de seleccionar el método de ensayo. Es necesario poder reproducir los resultados y no utilizar información obtenida a partir de una única probeta.

La condición de la superficie de hormigón, el uso de agregados que sufren abrasión durante el procedimiento de ensayo y el cuidado con que se seleccionan las

muestras representativas son factores que afectarán los resultados de los ensayos.

Para establecer límites para la resistencia a la abrasión del hormigón es necesario confiar en valores relativos basados en resultados de ensayos que permitirán predecir el comportamiento en servicio.

La abrasión submarina demanda procedimientos de ensayo especiales. Para determinar la resistencia a la abrasión, la norma ASTM 1138 utiliza un procedimiento basado en la agitación de bolas de acero en agua.

3.3 – Factores que afectan la resistencia a la abrasión del hormigón

La resistencia a la abrasión del hormigón es un fenómeno progresivo. Inicialmente la resistencia está muy relacionada con la resistencia a la compresión en la superficie de desgaste, y la mejor forma de juzgar el desgaste de un piso es en base a esta resistencia. A medida que la pasta se desgasta los agregados finos y gruesos quedan expuestos; la abrasión y los impactos provocarán una degradación adicional relacionada con

la resistencia de la adherencia entre la pasta y los agregados y la dureza de los agregados.

Ensayos realizados (Scripture, Benedict y Bryant 1953; Witte y Backstrom 1951) y experiencias en obra en general indican que la resistencia a la compresión del hormigón es proporcional a su resistencia a la abrasión. Debido a que la abrasión ocurre en la superficie, es crítico maximizar la resistencia superficial. La resistencia se puede incrementar utilizando mezclas para espolvorear en seco y capas de acabado, técnicas de acabado y procedimientos de curado adecuados.

No se debe confiar exclusivamente en los resultados de ensayos de compresión realizados sobre probetas cilíndricas, sino que se debería prestar particular atención a la instalación y acabado de la superficie del piso (Kettle y Sadezadeh 1987).

Para una mezcla de hormigón determinada, la resistencia a la compresión de la superficie se mejora:

- Evitando la segregación de los componentes;
- Eliminando la exudación;
- Estableciendo un adecuado cronograma para el acabado;
- Minimizando la w/c superficial (prohibiendo agregar agua a la superficie para facilitar el acabado);
- Trabajando la superficie con un fratás duro; y
- Utilizando procedimientos de curado adecuados.

Una dosificación económica para lograr mayor resistencia a la compresión incluye el uso de una w/c mínima y agregados de tamaño adecuado.

Se debe considerar la calidad de los agregados en la región de la superficie (Scripture, Benedict y Bryant 1953; Smith 1958). La vida de servicio de algunos hormigones, como por ejemplo los utilizados en los pisos de depósitos sujetos a abrasión por parte de tráfico con ruedas de acero o caucho duro, aumenta considerablemente si se utilizan agregados especialmente fuertes o resistentes.

Los agregados especiales se pueden incorporar ya sea utilizando el método de espolvoreado en seco o como parte de una mezcla para una capa de acabado de alta resistencia. Si la abrasión es la principal consideración de diseño, incorporar agregados de cuarzo, trapa o esmeril de alta calidad y correctamente dosificados junto con el cemento puede aumentar la resistencia al desgaste, mejorando la resistencia a la compresión en la superficie. Para lograr aún más resistencia a la abrasión y prolongar la vida de servicio de la superficie se puede optar por utilizar una mezcla de agregados metálicos y cemento.

El uso de pisos de dos capas con una capa de acabado de alta resistencia generalmente se limita a los pisos en los cuales tanto la abrasión como los impactos provocan efectos destructivos en la superficie. Aunque proveen una excelente resistencia a la abrasión, los pisos de dos capas son en general más costosos y su uso solamente se justifica cuando es necesario tener en cuenta los impactos. Se puede lograr mayor resistencia a los impactos utilizando una capa de acabado que contenga cemento pórtland y agregados metálicos. El curado es uno de los elementos clave para lograr una superficie transitable satisfactoria (Prior 1966; ACI 302.1R; ACI 308). Debido a que la región superficial es la parte afectada por el tráfico, es muy importante lograr la máxima resistencia en la superficie. Esto se logra en parte con una adecuada planificación del cronograma de acabado, fratasado manual y un curado adecuado.

3.4 – Recomendaciones para obtener superficies de hormigón resistentes a la abrasión

3.4.1 – Las siguientes medidas permitirán lograr una resistencia a la compresión adecuada, con lo cual se obtendrán superficies de hormigón resistentes a la abrasión (ver ACI 302.1R, Tabla 6.2.1):

- Baja w/c en la superficie – Utilizar aditivos reductores del agua, una mezcla dosificada de manera de eliminar la exudación, o planificar el acabado de manera de evitar añadir agua durante el fratasado; la deshidratación al vacío puede ser una buena opción;
- Correcta graduación del agregado fino y el agregado grueso (de acuerdo con ASTM C 33) – El tamaño máximo del agregado grueso se debería seleccionar de manera de optimizar la trabajabilidad y minimizar el contenido de agua;
- Utilizar el menor asentamiento consistente con una correcta colocación y compactación según lo recomendado por ACI 309R, y dosificar la mezcla de acuerdo con el asentamiento deseado y la resistencia requerida; y
- El contenido de aire debería ser consistente con las condiciones de exposición. Para los pisos interiores no sujetos a congelamiento y deshielo es preferible que el contenido de aire sea menor o igual que 3%.

Además de tener un efecto adverso sobre la resistencia, los contenidos de aire elevados pueden provocar la aparición de ampollas si el acabado no se realiza en el momento indicado. No se debería utilizar aire incorporado si se utilizan mezclas para espolvorear en seco, a menos que se sigan precauciones especiales,

3.4.2 – Una capa de acabado de alta resistencia [mayor que 6000 psi (40 MPa)] proveerá mayor resistencia a la abrasión utilizando los agregados disponibles localmente. En general, el tamaño máximo nominal de los agregados de una capa de acabado es de 12.5 mm (1/2 in.).

3.4.3 – Seleccionar los agregados de manera de mejorar la resistencia para una w/c determinada también mejora la resistencia a la abrasión. Estos agregados normalmente se aplican en forma de una mezcla para espolvorear en seco o en una capa de acabado de alta resistencia.

3.4.4 – Demorar el aplanado y fratasado hasta que el hormigón haya perdido el brillo que provoca el agua superficial. Puede ser necesario eliminar el agua libre de la superficie para permitir su correcto acabado antes que la base del hormigón haya endurecido. No acabar las superficies de hormigón si hay agua acumulada, ya que hacerlo reducirá radicalmente la resistencia a la compresión en la superficie. La demora del acabado dependerá de la temperatura, la humedad y la circulación de aire. ACI 302.1R contiene recomendaciones más detalladas acerca del acabado del hormigón.

3.4.5 – La deshidratación al vacío es un método que permite retirar agua del hormigón inmediatamente después de su colocación (New Zealand Portland Cement Association 1975). Aunque este método permite reducir la relación w/c, la calidad de la superficie acabada aún depende fuertemente del momento en que se realice el acabado y de las acciones posteriores del contratista. Se debe asegurar que la deshidratación sea correcta en los bordes de los elementos utilizados para aplicar el vacío. Debido a su mayor relación w/c, las áreas deshidratadas incorrectamente son menos resistentes a la abrasión.

3.4.6 – Si se anticipa que el desgaste será importante se debería considerar el uso de mezclas para espolvorear en seco o capas de acabado especiales. Para realizar la selección se deberían seguir las recomendaciones de ACI 302.1R.

3.4.7 – En la mayoría de los pisos de hormigón, el método más efectivo para lograr una superficie dura y densa es el curado con agua. Sin embargo, el curado con agua puede no ser un método práctico. A modo de alternativa se pueden utilizar compuestos de curado, los cuales sellan la humedad dentro del hormigón.

El curado con agua se puede aplicar utilizando pulverizadores, arpillera húmeda o mantas de algodón. Las láminas de papel resistente al agua y plástico también son satisfactorias, siempre y cuando el

hormigón primero se rocíe con agua y se cubra inmediatamente después, cuidando de superponer los bordes de las láminas y sellando las uniones con cinta resistente al agua.

Los compuestos de curado deberían satisfacer los requisitos de ASTM C 309 para la tasa de cobertura utilizada, y se deberían aplicar en forma de una capa uniforme inmediatamente después de acabar el hormigón. Si antes de finalizar el curado el piso estará sujeto a tráfico, el compuesto se debería cubrir con un papel resistente al desgaste. El lector puede encontrar más información sobre este tema en ACI 308.

Se recomienda utilizar curado húmedo para los hormigones con una baja w/c (para proveer agua adicional para la hidratación), cuando se desea enfriar la superficie, cuando posteriormente el hormigón será adherente, o cuando se han de aplicar líquidos endurecedores. También se requiere este tipo de curado en las áreas que se han de pintar o embaldosar, salvo que el compuesto de curado sea compatible con estos materiales. ACI 308 describe detalladamente los diferentes métodos de curado. Cuando se hormigona en tiempo frío, a menos que el local tenga buena ventilación, no se deberían utilizar salamandras, otros calefactores a base de combustibles fósiles, maquinarias, vehículos o soldadoras que pudieran aumentar los niveles de CO₂. Bajo ciertas condiciones el CO₂ afecta negativamente las superficies de hormigón fresco durante el período comprendido entre su colocación y la aplicación de un compuesto de curado. La severidad del efecto depende de la concentración de CO₂ en la atmósfera, de la humedad y la temperatura y del tiempo que el hormigón está expuesto al aire (Kauer y Freeman 1955). La profundidad hasta la cual la carbonatación destruye la resistencia a la abrasión de una superficie depende de la profundidad que alcanza la carbonatación. La única solución consiste en pulir el piso y retirar la superficie blanda resultante.

3.5 – Cómo mejorar la resistencia al desgaste de un piso existente

En ocasiones, para mejorar la resistencia al desgaste de los pisos, se utilizan líquidos para tratamiento superficial (endurecedores) (Smith 1956). Los más utilizados son los silicatos de magnesio y sodio. El principal beneficio que aportan estos materiales es reducir el desprendimiento de polvo. También pueden resistir algún deterioro provocado por algunos aceites y productos químicos que entran en contacto con el hormigón. Los líquidos endurecedores son de mayor utilidad en los pisos viejos que ya se han comenzado a

desgastar o desprender polvo como consecuencia de haber utilizado un hormigón de baja calidad o prácticas constructivas deficientes, como por ejemplo haber realizado el acabado habiendo agua de exudación en la superficie y/o un curado inadecuado. En estos casos los endurecedores son útiles para prolongar la vida de servicio del piso. Los pisos de hormigón nuevos correctamente curados deberían ser de una calidad tal que el uso de líquidos endurecedores sea innecesario, salvo en aquellos casos en que no se pueda tolerar siquiera un mínimo de desprendimiento de polvo, por ejemplo en los pisos de las centrales eléctricas.

No se deben aplicar líquidos endurecedores sobre un piso nuevo hasta los 28 días de edad; este tiempo permite que se deposite hidróxido de calcio en la superficie. Los líquidos utilizados para tratamientos superficiales que contienen silicato de magnesio y sodio reaccionan químicamente con la cal hidratada (hidróxido de calcio) que está disponible en la superficie del hormigón no curado. Los fluorosilicatos son tóxicos para los trabajadores y el medioambiente; por este motivo deben ser manejados cuidadosamente. Esta cal se genera durante la hidratación del cemento y, bajo condiciones de curado adecuadas, queda suspendida en el agua de los poros y a medida que el agua se evapora se deposita en la superficie del hormigón. Un correcto curado reduce o elimina estos depósitos de cal superficiales o próximos a la superficie (National Bureau of Standards 1939). El piso se debe curar en húmedo durante 7 días y luego permitir que se seque al aire durante el tiempo restante. Si se han de aplicar endurecedores no se deben utilizar compuestos de curado, ya que éstos reducen la penetración del líquido en el hormigón. Los endurecedores siempre se deben aplicar de acuerdo con las instrucciones del fabricante.

3.6 – Desgaste del hormigón provocado por los neumáticos con clavos o cadenas

Los neumáticos con clavos o cadenas que se utilizan para circular en la nieve provocan un considerable desgaste de las superficies de hormigón, incluso cuando el hormigón es de buena calidad. Si los caminos son resbaladizos, muchas veces se aplican materiales abrasivos tales como arena. Sin embargo, la experiencia recolectada durante muchos inviernos indica que la arena provoca poco desgaste si el hormigón es de buena calidad y si los agregados son resistentes al desgaste.

Los neumáticos con clavos que se utilizan para circular en la nieve provocan daños severos, incluso en los hormigones de alta calidad. Los daños se deben al impacto dinámico de las aproximadamente 100

pequeñas puntas de carburo de tungsteno que tiene cada neumático. Un estudio realizado en laboratorio demostró que los neumáticos con clavos circulando sobre superficies a las cuales se habían aplicado arena y sal provocaban 100 veces más desgaste que los neumáticos sin clavos (Krukar y Cook 1973). Afortunadamente, el uso de neumáticos con clavos viene disminuyendo con el paso de los años.

El desgaste que provocan los neumáticos con clavos generalmente se concentra en el área por donde transitan los neumáticos. En regiones de tráfico intenso en las cuales aproximadamente el 30% de los vehículos de pasajeros están equipados con este tipo de neumáticos, en un solo invierno se pueden formar surcos de 1/4 a 1/2 in. (6 a 12 mm) de profundidad (Smith y Schonfeld 1970). Los daños más severos se producen en los sitios donde los vehículos arrancan, doblan o se detienen.

Se han realizado numerosas investigaciones para examinar las propiedades de los hormigones existentes y su relación con el desgaste provocado por los neumáticos con clavos. La mayoría de estos estudios se han realizado en Escandinavia, Canadá y Estados Unidos (Smith y Schonfeld 1970, 1971; Keyser 1971; Preus 1973; Wehner 1966; Thurman 1969). En algunos casos se observó una considerable variabilidad entre los datos obtenidos, y no hubo coincidencia en cuanto a las conclusiones a las cuales arribaron los diferentes investigadores. Sin embargo, la mayoría halló que utilizar agregados gruesos duros y una matriz de mortero de alta resistencia benefician la resistencia a la abrasión.

Una de las investigaciones realizadas apuntó a desarrollar sobrecapas de hormigón de mayor resistencia al desgaste (Preus 1971). Los hormigones con cemento polimérico o con cemento polimérico y ceniza fina proveen una mejor resistencia al desgaste, aunque esto se logra sacrificando la resistencia al resbalamiento. También se ensayaron sobrecapas de hormigón de acero y fibras y se demostró que su desgaste es reducido. Aunque estos resultados son prometedores, aún no se ha desarrollado ninguna superficie de hormigón económica que, donde se utilizan neumáticos con clavos, proporcione una resistencia al desgaste comparable a la de las superficies normales bajo tránsito de neumáticos de caucho.

Los datos disponibles sobre el desgaste de los pavimentos, su comportamiento en invierno y el registro de accidentes invernales ocurridos donde se utilizan neumáticos con clavos se han resumido en un informe (Transportation Research Board 1975).

3.7 – Resistencia al resbalamiento de los pavimentos

La resistencia al resbalamiento de los pavimentos de hormigón depende de su textura superficial. Hay dos tipos de texturas involucradas:

1. La macrotextura resultante de las irregularidades superficiales generadas en el momento de la construcción; y
2. La microtextura resultante de la dureza y el tipo de agregados finos utilizados.

A velocidades menores que aproximadamente 50 mph (80 km/h) la microtextura la más importante (Kummer y Meyer 1967; Murphy 1975; Wilk 1978). A velocidades mayores que 50 mph (80 km/h) la macrotextura cobra importancia, ya que en ella se confía para evitar el hidroneumamiento.

Inicialmente la resistencia al resbalamiento de los pavimentos depende de la textura incorporada en la capa superficial (Dahir 1981). Con el tiempo los neumáticos de caucho desgastan la capa superficial, eliminan la macrotextura beneficiosa y eventualmente exponen las partículas de agregado grueso. La velocidad con la cual se produce este desgaste y sus consecuencias sobre la resistencia al resbalamiento del pavimento depende de la profundidad y la calidad de la capa superficial y de los tipos de roca utilizados en los agregados finos y gruesos.

Los agregados finos que contienen cantidades significativas de sílice en los tamaños de partícula más grandes ayudan a retrasar la tasa de desgaste y a mantener la microtextura necesaria para contar con una resistencia al resbalamiento satisfactoria cuando las velocidades de circulación son bajas. Sin embargo, ciertos tipos de roca tienden a ser "lustradas" por los neumáticos de caucho. Estas rocas incluyen las calizas de textura muy fina, las dolomitas y la serpentina; cuanto más fina la textura más rápido será lustrada la roca. Si tanto el agregado fino como el agregado grueso son de este tipo de rocas, es posible que toda la superficie del pavimento sea lustrada rápidamente y que la resistencia al resbalamiento se reduzca drásticamente. En cambio, si solamente el agregado grueso es de este tipo de roca, el problema se retrasa hasta que el agregado grueso quede expuesto por acción del desgaste. Por otra parte, si el agregado grueso consiste, por ejemplo, en sílice de grano grueso o escoria vesicular, es posible que cuando el agregado grueso quede expuesto la resistencia al resbalamiento aumente.

La macrotextura, de gran importancia ya que evita el hidroneumamiento, se logra generando ranuras o estrías en el momento de la construcción del pavimento – ya sea antes del endurecimiento del hormigón o bien

aserrándolo una vez que su resistencia es suficiente para permitir generar canales para que escape el agua que de otra manera quedaría atrapada entre el neumático y el pavimento. Es fundamental que la isla entre las ranuras o estrías sea particularmente resistente a la abrasión y a la acción de las heladas. Un hormigón de alta calidad correctamente acabado y curado posee la durabilidad requerida.

CAPÍTULO 4 – CORROSIÓN DE LOS METALES Y OTROS MATERIALES EMBEBIDOS EN HORMIGÓN

4.1 – Introducción

Para que un hormigón que contiene elementos de acero tenga la longevidad deseada es necesario evitar las condiciones que provocan la corrosión del acero de las armaduras y de pretensado. Este capítulo resume los mecanismos de la corrosión y las condiciones que la favorecen; también describe métodos y técnicas para evitar la corrosión.

Debido al ambiente altamente alcalino de la pasta de cemento pórtland, normalmente el hormigón provee protección contra la corrosión a las armaduras si éstas están correctamente embebidas. Si esta protección es o no adecuada depende del recubrimiento de hormigón sobre el acero, de las propiedades del hormigón, de los detalles constructivos y del grado de exposición a los cloruros de los componentes utilizados para elaborar el hormigón y las fuentes externas.

ACI 222R describe detalladamente los mecanismos de la corrosión, la protección contra la corrosión en las construcciones nuevas, métodos para identificar ambientes corrosivos y medidas correctivas junto con sus limitaciones. Si desea obtener mayor información sobre este tema, el lector debería consultar esta publicación.

4.2 – Principios de la corrosión

4.2.1 – La corrosión del acero embebido en el hormigón generalmente es un proceso electroquímico en el cual se desarrolla un ánodo donde se produce oxidación y un cátodo donde se produce reducción. En el ánodo se liberan electrones y se forman iones ferrosos ($\text{Fe} \leftrightarrow \text{Fe}^{++} + 2\text{e}^-$); en el cátodo se liberan iones hidroxilo ($1/2 \text{H}_2\text{O} + 1/4 \text{O}_2 + \text{e}^- \leftrightarrow \text{OH}^-$). Luego los iones ferrosos se combinan con oxígeno o los iones hidroxilo para producir diferentes formas de herrumbre.

Generalmente el acero que se encuentra en el hormigón está protegido contra la corrosión gracias al elevado pH de la pasta de cemento pórtland que lo

rodea. La pasta cementicia no carbonatada tiene un pH mínimo de 12,5; con este pH el acero no se corroe. Si el pH disminuye (por ejemplo si el pH baja a 10 o menos) es posible que haya corrosión. La carbonatación de la pasta de cemento pórtland puede disminuir el pH a valores de 8 a 9, y en consecuencia puede generar corrosión. Si hay humedad y una fuente de oxígeno la presencia de iones cloruro solubles en agua por encima de un umbral de 0,2% (0,4% cloruro de calcio) en masa de cemento pórtland la corrosión se puede acelerar (ACI 222R). Muchas veces el cloruro en el hormigón se denomina cloruro de calcio (en forma deshidratada, anhídrido, copos y gránulos). El parámetro básico de referencia para el cloruro, particularmente con respecto a la corrosión, es el cloruro como porcentaje en masa de cemento pórtland. Para el cloruro utilizado como aditivo, las referencias habituales son al cloruro de calcio en forma de copos (contiene 20 a 23% de agua) como una adición de 1 ó 2% en masa de cemento pórtland. La Tabla 4.1 indica cantidad de cloruro de calcio en diferentes formaciones.

Tabla 4.1 – Cloruros

Compuesto de cloruro de calcio	CaCl ₂ , %	Cl ⁻ , %
77 a 80% (copos)	78	50
90% CaCl ₂ (anhídrido)	91	58
94 a 97% CaCl ₂ (anhídrido)	95	61
29% CaCl ₂ , solución	29	19

Si la concentración de oxígeno, agua o cloruro difiere en diferentes ubicaciones a lo largo de una barra de acero o de un sistema de acero conectado eléctricamente se puede inducir corrosión. Otros factores que pueden inducir corrosión incluyen el acoplamiento de diferentes metales (corrosión galvánica) y la presencia de corrientes vagabundas, tales como las provocadas por las corrientes directas de los ferrocarriles eléctricos, las plantas de electrochapado y los sistemas catódicos utilizados para proteger otros sistemas de acero (por ejemplo las tuberías).

En cada una de las situaciones arriba mencionadas se necesita un electrolito fuerte (como el cloruro) y humedad para promover la corrosión o al menos para que ocurra rápidamente (en un período cuantificable en años y no en décadas). Si el acero que está en contacto con el hormigón no está completamente encapsulado por el mismo (por ejemplo en el caso de los tableros, jambas de puertas y postes), incluso la presencia de

trazas de cloruro puede iniciar y acelerar la corrosión si hay humedad y oxígeno presentes.

Se ha discutido mucho acerca de la importancia de los cloruros introducidos en la mezcla de hormigón versus los cloruros que ingresan al hormigón desde el ambiente exterior. Los primeros han sido denominados cloruros locales, mientras que los segundos se han llamado cloruros externos. Los ejemplos de cloruros locales incluyen un componente cloruro de los aditivos aceleradores del fraguado, los aditivos reductores del agua, los agregados o los materiales cementicios.

Si los cloruros están uniformemente distribuidos es posible que la corrosión sea mínima. Sin embargo, aunque la distribución de los cloruros sea uniforme, es posible que se produzca una corrosión significativa debido a diferencias en los contenidos de oxígeno y humedad o debido a otros factores. Además, en el caso de los cloruros locales, aunque inicialmente el cloruro esté uniformemente distribuido, es posible que eventualmente se genere una distribución no uniforme debido al movimiento del agua que contiene el cloruro en solución. Por otra parte, algunos cloruros locales pueden ser fijados químicamente mediante reacciones con los componentes del cemento pórtland que contienen aluminato de calcio, formando cloraluminatos de calcio hidratados (o cloruro), y una vez fijados se pueden liberar debido a la carbonatación.

En base a una revisión de la literatura disponible sobre la relación entre las concentraciones de cloruros y la corrosión del acero totalmente embebido en hormigón, como medida para minimizar el riesgo de corrosión, el Comité ACI 222 recomienda los siguientes contenidos máximos de iones cloruro solubles en ácido, expresados como porcentaje en masa de cemento – 0.08% para el hormigón pretensado y 0,20% para el hormigón armado.

El Comité 222 agrega que, debido a que algunos de los materiales utilizados para elaborar hormigón pueden contener cloruros que no son liberados al hormigón, la documentación existente acerca de su buen comportamiento en el pasado puede constituir una base para permitir niveles de cloruros más elevados. Los niveles sugeridos representan un enfoque necesariamente conservador, ya que los datos existentes acerca de los niveles límite para los cloruros y el efecto de diferentes condiciones de exposición son conflictivos. Este enfoque conservador también es aconsejable debido a que muchas condiciones de exposición, como por ejemplo las de los tableros de puentes, los garajes y los hormigones utilizados en ambientes marinos, permiten el ingreso de cloruros externos. Si hay cloruros

externos el hormigón se debería elaborar con aditivos y otros componentes que contengan apenas cantidades traza de cloruros o incluso libres de cloruros.

En algunos casos se han informado instancias de corrosión en condiciones de exposición relativamente secas, como por ejemplo en el interior de edificios, cuando el hormigón había sido elaborado con una cantidad de cloruro de calcio dentro de los niveles de 1 a 2% que habitualmente se consideran satisfactorios para los hormigones que han de permanecer secos (Erlin y Hime 1976). En estos casos el secado del hormigón fue muy lento debido a que el espesor de las secciones o el uso de baldosas y otras barreras interfería con la eliminación de agua por evaporación.

4.3 – Efectos de los componentes utilizados para elaborar el hormigón

4.3.1 – El elevado pH del hormigón se debe principalmente a la presencia de hidróxido de calcio, el cual se libera cuando se hidrata el cemento pórtland, que constituye aproximadamente 15 a 25% de la pasta de cemento pórtland. El pH de una solución saturada de hidróxido de calcio es de 12,5; este valor es el pH mínimo de una pasta no carbonatada. Es posible que debido a la presencia de hidróxido de sodio y potasio el pH sea más elevado.

El componente aluminato tricalcio del cemento pórtland puede reaccionar con el cloruro para formar cloroaluminatos de calcio hidratados, los cuales enlazan químicamente parte del cloruro. Estudios realizados sobre la durabilidad del hormigón en condiciones de exposición a agua de mar demuestran que en los casos en los cuales se utilizó un cemento con un contenido de aluminato tricalcio (C_3A) de entre 5 y 8% la fisuración debida a la corrosión del acero fue menor que cuando se empleó un cemento con un contenido de C_3A menor que 5% (Verbeck 1968). Es principalmente el cloruro local el que reacciona, especialmente durante la primera semana de hidratación del cemento. La posterior carbonatación de la pasta (generalmente restringida a las fisuras y regiones superficiales) puede provocar la liberación de parte de los cloruros enlazados químicamente.

Típicamente el contenido de cloruro del cemento pórtland, la ceniza fina y el vapor de sílice es muy bajo. Sin embargo, el contenido de cloruro de la escoria puede ser significativo si ha sido enfriada con agua salobre.

4.3.2 – Los agregados pueden contener sales de cloruro, particularmente aquellos agregados asociados con el agua de mar o cuyos sitios de extracción son

afectados por agua subterránea que contiene cloruros. Se han informado algunos casos (Gaynor 1985) en los cuales algunas rocas extraídas de cantera, algunas gravas y algunas arenas naturales contenían pequeñas cantidades de cloruro que resultaron en hormigones con niveles de cloruros superiores a los niveles admisibles antes descritos. Por ejemplo, si se utiliza un agregado grueso que contiene 0,06% de cloruro en una cantidad de 1800 lb/yd³ (815 kg/m³) de hormigón y con un contenido de cemento de 576 lb/yd³ (261 kg/m³) se obtendrá 0,2% en masa de cloruro respecto del cemento. Este nivel representa el límite superior recomendado por ACI 222R. No todo ese cloruro necesariamente estará disponible para la pasta. Por lo tanto, ACI 222R indica que se pueden utilizar niveles más elevados si se puede demostrar que la experiencia previa indica que el mayor contenido de cloruro no provocará corrosión.

4.3.3 – El agua potable puede contener pequeñas cantidades de cloruros, generalmente en niveles de 20 a 100 ppm. Estas cantidades se consideran insignificantes. Por ejemplo, para una mezcla de hormigón que contiene 576 lb (261 kg) de cemento pórtland por yarda cúbica y una w/c de 0,5 el nivel de cloruro resultante sería de apenas 0,001 a 0,005% en masa respecto del cemento pórtland. No obstante, el agua de lavado recuperada puede contener cantidades significativas de cloruros, dependiendo del contenido de cloruro de la mezcla de hormigón original y del agua utilizada para el lavado.

4.3.4 – Algunos aditivos reductores del agua contienen cloruros para mejorar el comportamiento del aditivo; sin embargo, si se añaden en las proporciones recomendadas, estos aditivos sólo contribuyen al hormigón pequeñas cantidades de cloruro. Los aditivos más comunes son los aditivos para el fraguado normal, los cuales contribuyen menos de 0,1% en masa de cloruro respecto del cemento, y su uso debería ser evaluado caso por caso. Si los iones cloruro del aditivo constituyen menos de 0,01% en masa del material cementicio, esta contribución representa una cantidad insignificante y por lo tanto se considera inocua.

Excepto con aquellos basados en el cloruro de calcio, el éxito obtenido con los aditivos aceleradores del fraguado ha sido dispar. No se debería asumir que los aceleradores que no contienen cloruro no son corrosivos. Los materiales más habitualmente utilizados son el formato de calcio, el tiocianato de sodio, el nitrato de calcio y el nitrito de calcio. En general se acepta que los formatos no son corrosivos en el hormigón (Holm 1987).

El nitrito de calcio es el único acelerador recomendado por un fabricante de aditivos como

inhibidor de la corrosión. Estudios realizados en laboratorio demuestran que este acelerador demora el inicio de la corrosión o reduce su velocidad una vez que se ha iniciado (Berke 1985; Berke y Roberts 1989). La relación iones cloruro/iones nitrito es importante. Estudios realizados (Berke 1987) indican que el nitrito de calcio puede proveer protección contra la corrosión incluso para relaciones cloruro/nitrito mayores que 1,5 a 1,0 en peso. Las dosificaciones más habituales son de 40 a 170 onzas fluidas cada 100 libras (26 a 110 mL/kg) de cemento. Berke y Rosenberg (1989) compilaron la información disponible sobre el uso de nitrito de calcio en el hormigón. Su trabajo documenta la efectividad del nitrito de calcio como inhibidor de la corrosión del acero, el acero galvanizado y el aluminio en el hormigón.

Las estructuras sujetas al uso de sales descongelantes se deberían diseñar de manera de limitar la penetración de los cloruros hacia el acero de las armaduras. Si el efecto acelerador del nitrito de calcio es indeseable se recomienda utilizar un retardador. Cuando se utiliza nitrito de calcio puede ser necesario utilizar mayor cantidad de agente incorporador de aire.

Por otra parte, se ha informado que el tiocianato de sodio utilizado en altas dosis promueve la corrosión (Manns y Eichler 1983; Nmai y Corbo 1989).

4.4 – Calidad del hormigón y recubrimiento de hormigón sobre el acero

Una de las causas de que los cloruros penetren hacia el interior del hormigón es la presencia de fisuras. Estas fisuras permiten que los cloruros se infiltren mucho más rápidamente que por simple difusión y por lo tanto favorecen el establecimiento de células de concentración de cloruros que pueden iniciar la corrosión. Para minimizar la formación de fisuras, el hormigón siempre se debería elaborar con la menor w/c compatible con los requisitos de trabajabilidad para su correcta compactación. Un hormigón de buena calidad tendrá menor permeabilidad y absorción de agua, mayor resistencia a la penetración de cloruros y menor riesgo de corrosión.

La corrosión del acero se puede minimizar manteniendo el hormigón moderadamente seco. Por ejemplo, si se permite que un hormigón que contiene hasta 2% de cloruro de calcio en forma de copos se seque hasta tener una humedad relativa máxima de 50 a 60%, el acero embebido no sufrirá corrosión o bien la corrosión será insignificante (Tutti 1982).

4.4.1 – Una gran cantidad de ensayos realizados (Clear 1976; Pfeifer, Landgren y Zoob 1987; Marusin y

Pfeifer 1985) demuestran que utilizar 1 in. (25 mm) de recubrimiento de hormigón sobre las barras de armadura sin ningún tipo de protección no es suficiente si la estructura se encuentra en ambientes fuertemente corrosivos, incluso si la w/c del hormigón es tan baja como 0,30. Los ensayos realizados también indican que el contenido de cloruro en la 1/2 in. (12 mm) superior del hormigón puede ser muy elevada si se la compara con los correspondientes a profundidades de 1 a 2 in. (25 a 50 mm), incluso en hormigones con w/c de 0,30.

En consecuencia, en los ambientes moderada a severamente corrosivos, el recubrimiento de hormigón debería ser como mínimo de 1-1/2 in. (38 mm) y preferentemente mayor o igual que 2 in. (50 mm).

4.4.2 – La permeabilidad del hormigón frente a agua y los cloruros es el factor que más influye sobre el proceso de corrosión de los metales embebidos.

Mientras que las regiones superficiales de las estructuras de hormigón expuestas pueden tener valores de conductividad eléctrica elevados o bajos (dependiendo de las condiciones de humedecimiento y secado del medioambiente), el interior del hormigón generalmente requiere un extenso secado para lograr una baja conductividad eléctrica. Ensayos realizados bajo el auspicio de la *Federal Highway Administration* (Pfeifer, Landgren y Zoob 1987) indican que a los 28 días los valores iniciales de la resistencia eléctrica frente a la corriente alterna de las mallas de armadura superior e inferior de las losas de hormigón armado de 7 a 9 in. (178 a 220 mm) de espesor con relaciones w/c comprendidas entre 0,30 y 0,50 son básicamente iguales. Ensayos realizados para determinar la resistencia a la corriente alterna del hormigón con vapor de sílice con relaciones agua-cemento-más-vapor-de-sílice igual a 0,20 muestran que los valores de resistencia eléctrica son elevados con respecto a los de un hormigón con una w/c comprendida entre 0,30 y 0,50. Un aumento de la resistencia eléctrica aumenta la resistencia a la corrosión del acero. La elevada resistencia eléctrica del hormigón con vapor de sílice se podría atribuir a la densificación de la microestructura de la pasta.

4.4.3 – En general, una baja relación w/c permitirá lograr hormigones menos permeables y proveerá mayor protección contra la corrosión. Se han realizado ensayos exponiendo al agua de mar losas de hormigón armado con 1 in. (25 mm) de recubrimiento sobre el acero y relaciones w/c de 0,30; 0,40 y 0,50 en condiciones severas, aceleradas y a largo plazo; estos ensayos indican que en todos los hormigones hubo actividad corrosiva, pero las corrientes corrosivas más severas y

el mayor grado de corrosión del acero se dieron en los hormigones que tenían una w/c igual a 0,50. Estos ensayos indican que utilizar un recubrimiento de hormigón de 1 in. (25 mm) de espesor no es adecuado para los hormigones elaborados con las relaciones w/c habitualmente especificadas si están expuestos a aguas que contienen cloruros. Estos mismos ensayos en laboratorio indican que 2 y 3 in. (50 y 75 mm) de recubrimiento proporcionan protección adicional contra la corrosión, ya que los iones cloruro no pueden penetrar el hormigón en cantidades suficientes para superar el valor umbral a partir del cual se inicia la corrosión (Marusin y Pfeifer 1985). Sin embargo, algunos ensayos a largo plazo realizados indican que, bajo ciertas circunstancias, los hormigones elaborados con una relación w/c de 0,5 y con entre 2 y 4 in. (50 a 75 mm) de recubrimiento sobre las armaduras no protegerán al acero contra la corrosión.

Numerosos programas de ensayos realizados han demostrado que el comportamiento de un hormigón elaborado con una relación w/c de 0,40 y con un adecuado recubrimiento sobre los elementos de acero es significativamente mejor que el comportamiento de los hormigones elaborados con relaciones w/c de 0,50 y 0,60; ensayos recientes indican que un hormigón que tiene una w/c de 0,32 y adecuado recubrimiento sobre los elementos de acero se comportará aún mejor. La permeabilidad frente a los iones cloruro hasta una profundidad de 1 in. (25 mm) de los hormigones elaborados con relaciones w/c de 0,40 y 0,50 es aproximadamente de 400 a 600% mayor que la de los hormigones elaborados con una w/c de 0,32.

En base a la información presentada en los párrafos precedentes se puede concluir que la relación w/c de un hormigón que ha de estar expuesto al agua de mar o agua salobre, o de un hormigón que ha de estar en contacto con cantidades de cloruros superiores a las consideradas moderadas, debería ser tan baja como sea posible, preferentemente menor que 0,40. Si no es posible lograr esta w/c se puede utilizar una w/c máxima de 0,45 – siempre que se incremente el espesor del recubrimiento de hormigón sobre el acero. En el caso de exposición a ambientes marinos severos se debería utilizar como mínimo un recubrimiento de hormigón de 3 in. (75 mm) de espesor. AASHTO recomienda utilizar recubrimientos de 4 in. (100 mm) para el hormigón colado in situ y recubrimientos de 3 in. (75 mm) para los pilotes prefabricados. Estos valores de w/c recomendados se aplican para todos los tipos de cemento pórtland.

A los fines de preparar mezclas de prueba, para determinar el factor de cemento requerido para obtener una determinada w/c se puede utilizar ACI 211.1.

Una baja relación w/c no asegura por sí sola que el hormigón tenga baja permeabilidad. Por ejemplo, los hormigones sin finos pueden tener una baja w/c y sin embargo ser altamente permeables, como lo demuestra el uso de este tipo de hormigones para la fabricación de tubos porosos. Por lo tanto, para producir un hormigón de baja permeabilidad, además de la baja relación w/c , el hormigón debe ser correctamente dosificado y bien compactado.

Las sales que se aplican para controlar el hielo serán absorbidas por el hormigón. Para reducir la probabilidad de corrosión se debería utilizar como mínimo un recubrimiento de hormigón de 2 in. (50 mm) de espesor y una baja relación w/c (0,40 máximo). Considerando las tolerancias constructivas, se requieren al menos 2,6 in. (65 mm) de hormigón para obtener un recubrimiento mínimo de 2 in. (50 mm) sobre el 90-95% de las armaduras (Van Daveer y Sheret 1975). Para determinar el espesor del recubrimiento sobre las armaduras del hormigón endurecido existen técnicas no destructivas, como por ejemplo algunos dispositivos magnéticos (pacómetros) y radares (Clear 1974a; Van Daveer y Sheret 1975).

4.4.4 – Una baja relación w/c disminuye la permeabilidad del hormigón, con lo cual se obtiene mayor resistencia a la penetración de cloruros. Estudios realizados sobre hormigones armados expuestos a ambientes marinos en los cuales el recubrimiento nominal sobre las armaduras era de 1-1/2 in. (37 mm) muestran que una relación w/c de 0,45 proporcionó una buena protección contra la corrosión, una relación w/c de 0,53 proporcionó un grado de protección intermedio, y una relación w/c de 0,62 proporcionó muy poca protección (Verbeck 1968). Ensayos realizados sobre losas con los mismos contenidos de cemento a las cuales se les aplicaron sales diariamente indican que una relación w/c de 0,40 proporcionó una protección contra la corrosión significativamente mejor que relaciones w/c de 0,50 y 0,60 (Clear y Hay 1973). En base a estos estudios se puede concluir que la relación w/c de un hormigón que ha de estar expuesto al agua de mar o agua salobre, o de un hormigón que ha de estar en contacto con cloruros provenientes de otras fuentes, no debería ser mayor que 0,40. Cualquier medio utilizado para disminuir la permeabilidad del hormigón, como por ejemplo el uso de reductores de agua de alto rango, puzolanas y vapor de sílice, demorará el inicio de la corrosión.

Se considera que la exposición del hormigón a condiciones no costeras, es decir en ubicaciones tan alejadas de la costa que la sal del agua de mar no puede afectarlas, no representa un problema de corrosión excepto si el hormigón estará expuesto a agua salobre o a sales descongelantes. Se han informado casos de corrosión severa en puentes y estructuras para estacionamiento de vehículos automotores.

4.4.5 – La correcta ejecución de los trabajos es fundamental para asegurar un hormigón uniforme y de baja permeabilidad. En el caso de los hormigones de bajo asentamiento, la segregación y formación de nidos de abeja se pueden evitar utilizando prácticas de compactación adecuadas. Debido a que muchas veces los hormigones de baja permeabilidad son difíciles de consolidar, a fin de asegurar una buena compactación resulta útil utilizar un dispositivo que permita monitorear la densidad (Honig 1984).

4.4.6 – Un buen curado aumenta la hidratación del cemento y por lo tanto reduce la permeabilidad del hormigón. Se debería especificar como mínimo un período ininterrumpido de curado húmedo de 7 días de duración. También es importante evitar el desarrollo de tensiones térmicas tempranas excesivas (Acker, Foucrier y Malier 1986).

4.4.7 – Se debería prestar particular atención a los detalles del diseño para asegurar que el agua pueda drenar sin estancarse en las superficies de hormigón.

4.4.8 – Se debería prestar particular atención a los elementos parcialmente embebidos y parcialmente expuestos, como por ejemplo los bulones que están directamente expuestos a ambientes corrosivos. Se debería investigar la resistencia de estos elementos frente al ambiente corrosivo; también se debería evitar acoplar metales diferentes. El hormigón se debería colocar alrededor de los elementos embebidos de manera que quede bien consolidado y no genere recorridos que permitan que las soluciones corrosivas lleguen fácilmente al interior del hormigón.

4.5 – Sistemas de protección positivos

Se han propuesto numerosos sistemas de protección, algunos de los cuales han demostrado ser efectivos mientras que otros han fallado. Discutir todos los sistemas posibles excede el alcance del presente documento; sin embargo, a continuación listamos algunos de los sistemas más exitosos:

- Sobrecapas y parches de muy baja relación w/c (0,32) utilizando hormigón convencional de bajo asentamiento, sobrecapas de hormigón modificado con látex (Clear y Hay, 1973; Federal Highway

Administration, 1975c), hormigón con vapores de sílice, y hormigón con aditivos reductores de agua de alto rango;

- Armaduras de acero recubiertas con epoxi (Clifton, Beeghly y Mathey, 1974); Federal Highway Administration, 1975a);
- Membranas impermeables (Van Til, Carr y Vallerga 1976);
- Uso de barreras protectoras en la superficie, producidas a partir de silanos, siloxanos, epoxis, poliuretanos y metacrilatos seleccionados (Van Daveer y Sheret, 1975);
- Protección catódica;
- Impregnación con polímeros (Smock, 1975); y
- Reemplazo del hormigón existente por hormigón con un inhibidor de la corrosión.

Los Capítulos 6 y 7 contienen información general sobre la reparación del hormigón y el uso de barreras protectoras.

4.6 – Corrosión de los materiales diferentes del acero

4.6.1 Aluminio – El aluminio embebido en hormigón se puede corroer y provocar la fisuración del hormigón. Se generan condiciones que favorecen la corrosión cuando el hormigón contiene acero en contacto con el aluminio, cuando hay cloruros presentes en concentraciones significativas, o cuando el cemento tiene un elevado contenido de álcalis (Woods, 1968). Aumentar la cuantía de acero (cuando los metales están acoplados), particularmente en presencia de cantidades significativas de cloruros, aumenta la corrosión del aluminio. Además, cuando el hormigón fresco entra en contacto con el aluminio puede haber evolución de hidrógeno gaseoso. Esto puede aumentar la porosidad del hormigón y la penetración futura de agentes corrosivos. Algunas aleaciones de aluminio son más susceptibles a este problema que otras. Se ha comprobado que los inhibidores de la corrosión (por ejemplo el nitrito de calcio) mejoran la resistencia a la corrosión del aluminio en el hormigón (Berke y Rosenberg, 1989).

4.6.2 Plomo – El hidróxido de calcio puede atacar el plomo presente en un hormigón fresco o destruirlo en pocos años. El contacto entre el plomo y el acero de las armaduras puede acelerar el ataque. Se recomienda utilizar sobre los elementos de plomo embebidos en hormigón un plástico o camisa protectora que no sea afectada por el hormigón húmedo. Es poco probable que la corrosión del plomo embebido provoque daños al hormigón.

4.6.3 Cobre – Normalmente el cobre no es corroído por el hormigón, tal como lo demuestra el difundido y exitoso uso de tapajuntas de cobre y tuberías de cobre embebidas en hormigón (Erlin y Woods, 1978). Sin embargo, se ha informado corrosión de las tuberías de cobre cuando hay amoníaco presente. Además, se conocen informes que indican que pequeñas cantidades de amonio y posiblemente de nitratos pueden provocar fisuración bajo tensión inducida por la corrosión del cobre embebido. También se debe observar que se generan circunstancias desfavorables si el hormigón contiene acero conectado al cobre. En este caso se produce la corrosión del acero.

4.6.4 Zinc – El zinc reacciona con los materiales alcalinos que se encuentran en el hormigón. Sin embargo, en el hormigón algunas veces intencionalmente se embebe zinc en forma de recubrimientos galvanizados sobre las armaduras. Los datos disponibles son contradictorios en lo que se refiere a los beneficios que se obtienen, si es que se obtienen, del uso de estos recubrimientos (Stark y Perenchio, 1975; Hill, Spellman y Stratfull, 1976; Griffin, 1969; Federal Highway Administration, 1976). Se recomienda utilizar un baño cromado sobre las barras galvanizadas o agregar 400 ppm de cromato en el agua de mezclado para evitar la evolución de hidrógeno en el hormigón fresco. Al utilizar sales de cromo es necesario extremar los cuidados, ya que podrían provocar alergias en la piel. Además, se advierte a los usuarios que no deben permitir que dentro de la estructura los elementos de acero galvanizado entren en contacto con elementos de acero no galvanizado, ya que la teoría indica que el uso de metales diferentes puede provocar corrosión galvánica. Se ha demostrado que los inhibidores de la corrosión, como por ejemplo el nitrito de calcio, mejoran la resistencia a la corrosión del zinc embebido en hormigón (Berke y Rosenberg, 1989).

Se han informado casos de corrosión y perforación de las planchas corrugadas galvanizadas utilizadas como encofrados permanentes en cubiertas y tableros de puentes de hormigón. Los daños reportados se limitan principalmente a los hormigones con cantidades apreciables de cloruros y a las regiones en las cuales está permitido drenar soluciones que contienen cloruros sobre las planchas galvanizadas.

4.6.5 Otros metales – Los metales con aleaciones de cromo y níquel tienen una buena resistencia a la corrosión dentro del hormigón, al igual que la plata y el estaño. Sin embargo, la resistencia a la corrosión de algunos de estos metales puede ser gravemente afectada por la presencia de cloruros solubles en agua de mar o

sales descongelantes. Ciertas circunstancias especiales podrían justificar el uso de acero inoxidable Monel o Tipo 316 en ubicaciones marítimas si hay datos disponibles que documenten su comportamiento superior en hormigón que contiene humedad y cloruros u otros electrolitos. Sin embargo, los aceros inoxidables de la Serie 300 son susceptibles a la fisuración bajo tensión que induce la corrosión si la temperatura es superior a 140°F (60°C) y el material está en contacto con soluciones que contienen cloruros. Los elementos de acero expuestos que se encuentran próximos a un elemento de hormigón pueden descargar óxido y manchar las superficies de hormigón.

4.6.6 Plástico – El plástico es cada vez más utilizado para fabricar tuberías, escudos, tapajuntas, apoyos y soportes para las armaduras del hormigón, y también como un componente de la mezcla del hormigón. Muchos plásticos son resistentes a los álcalis fuertes y se espera que su comportamiento en el hormigón sea satisfactorio. Sin embargo, debido a la gran variedad de plásticos y materiales compuestos que con ellos se utilizan, para cada aplicación se deberían desarrollar datos de ensayo específicos. Ciertos epoxis especiales se utilizan con gran éxito como recubrimiento para las barras de armadura. Estos recubrimientos se discuten detalladamente en el Capítulo 7.

4.6.7 Madera – Durante mucho tiempo se ha utilizado madera en o cerca del hormigón. La madera se utiliza en forma de aserrín, pulpa y fibras de madera incorporadas en el hormigón y/o como elementos de madera directamente embebidos en hormigón.

El uso de aserrín, astillas o fibras de madera sin tratar generalmente da por resultado hormigones de fraguado lento y baja resistencia. La incorporación de cal hidratada en una proporción de 1/3 a 1/2 del volumen de cemento generalmente minimiza estos efectos en forma efectiva. La incorporación adicional de cloruro de calcio dihidratado en una proporción de hasta 5% en peso del cemento también contribuye a minimizar estos efectos. Sin embargo, estas cantidades de cloruro de calcio pueden tener efectos adversos importantes sobre el propio hormigón.

Otro problema con estos hormigones es su susceptibilidad a los cambios volumétricos, los cuales pueden ser provocados incluso por variaciones de la humedad atmosférica. Estos cambios volumétricos pueden producir fisuración y deformación.

En algunos casos en los cuales se han embebido elementos de madera en hormigón se ha informado el deslave de la madera por parte del hidróxido de calcio, con el consiguiente deterioro. Para este tipo de

aplicaciones serían más adecuadas las maderas blandas, preferentemente con elevados contenidos de resina.

4.7 – Comentarios finales

El hormigón de cemento Pórtland puede proveer una excelente protección contra la corrosión al acero embebido. Si se produce corrosión, los costos de reparación pueden ser extremadamente elevados. El uso de hormigón de alta calidad, un adecuado recubrimiento de hormigón sobre los elementos de acero y un buen diseño son prerrequisitos fundamentales para minimizar la corrosión.

La norma ACI 222R describe las causas y mecanismos de corrosión del acero. Este documento incluye información acerca de cómo proteger las estructuras nuevas contra la corrosión y además procedimientos para identificar los ambientes corrosivos. También describe algunas medidas correctivas que se pueden implementar en situaciones existentes donde ya se ha iniciado la corrosión.

CAPÍTULO 5 – REACCIONES QUÍMICAS DE LOS AGREGADOS

5.1 – Tipos de reacciones

Las reacciones químicas de los agregados pueden afectar el comportamiento de las estructuras de hormigón. Algunas reacciones son favorables; otras pueden dañar seriamente el hormigón provocando expansiones internas anormales que pueden producir fisuración, desplazamiento de elementos que forman parte de estructuras mayores, y pérdida de resistencia (Woods 1968).

5.1.1 Reacción álcali-sílice – La reacción que más atención ha recibido, la cual además fue la primera en ser reconocida, involucra una reacción entre el ión OH^- asociado con los álcalis (Na_2O y K_2O) del cemento y otras fuentes, con ciertos componentes silíceos que pueden estar presentes en los agregados. Este fenómeno se ha denominado reacción álcali-agregado, pero una designación más correcta es la de reacción álcali-sílice. El primer trabajo sobre la reacción álcali-sílice es uno preparado por Stanton (1940).

Se han informado deterioros en hormigones preparados con ciertos agregados de arena-grava en los estados de Kansas, Nebraska y el este de Wyoming (Gibson, 1938; Lerch, 1959). Debido a que los primeros estudios realizados no lograron demostrar una relación consistente entre el deterioro y el contenido de álcalis del cemento, la reacción se denominó reacción álcali-

agregado para diferenciarla de la reacción álcali-sílice. Investigaciones posteriores demostraron que este fenómeno es en realidad una reacción álcali-sílice (Hadley, 1964).

Hay informes que mencionan reparaciones o reemplazos estructurales realizados debido a un malfuncionamiento o a una preocupación por la seguridad, por ejemplo el caso de la presa Matilija del U.S. Bureau of Reclamation (Coombes, Cole y Clark, 1975), y la Presa Jersey New Waterworks (Coombes, 1976). Además, las pilas de los puentes Oddeesund y Vilsund, ubicados en Jutlandia, Dinamarca, debieron ser completamente reparadas debido a los malfuncionamientos que ocurrieron estando el puente en servicio (Danish National Institute of Building Repair, 1956-65). El deterioro provocó la falta de alineación de la maquinaria y el malfuncionamiento de algunos elementos estructurales en una presa en la India (Visvesvaraya, Rajkumar y Mullik, 1987). Oberholster (1981) informó reparaciones realizadas en puentes carreteros y pavimentos relativamente nuevos y en una planta nuclear en las proximidades de Ciudad del Cabo, Sudáfrica. Los efectos combinados de la expansión térmica en la superficie de una presa y las reacciones expansivas álcali-sílice que se produjeron en la masa de hormigón hicieron necesario reparar la Presa Fontana (Abraham y Sloan, 1979).

En el norte de Alemania, el Lachwehrbrücke de Lubeck fue eliminado en 1969, aproximadamente 1 año después de su construcción, debido a la severa fisuración provocada por la reacción álcali-sílice. Este caso recibió gran atención por parte del público, a pesar del hecho que no se emitió ningún informe técnico. En 1973 se publicó un informe exhaustivo sobre las reacciones álcali-sílice en Alemania (Verein Deutscher Zementwerke, 1973); Lenzner describió otros estudios (1981).

En muchas presas de gravedad de hormigón masivo se pueden presentar dudas acerca de la integridad estructural durante la vida útil especificada. La experiencia indica que las señales de advertencia, fisuración y grandes expansiones, muchas veces permiten remediar los problemas de forma oportuna.

En el caso del hormigón armado, las armaduras aportan considerable redundancia frente la pérdida de seguridad estructural, pero no pueden evitar los efectos de la expansión ni los desplazamientos estructurales.

En algunas estructuras el descantillado del hormigón puede provocar riesgos a la seguridad, como por ejemplo en el caso de las pistas de aterrizaje y en los puentes que cruzan sobre una carretera. En otros casos

las reparaciones son necesarias por motivos de estética o el efecto psicológico sobre los usuarios.

Hadley (1968) describió un caso bien documentado de daños sufridos por un hormigón que se había preparado con cemento de bajo contenido de álcalis y agregados susceptibles de reaccionar con dichos álcalis. Se trataba de pavimentos en una región de veranos cálidos y muy secos. En estos pavimentos a medida que la humedad se desplazaba a través del pavimento para evaporarse en la superficie superior se producía migración y concentración de álcalis. También hay motivo de preocupación si las estructuras de hormigón han de estar expuestas a álcalis adicionales en ambientes marítimos o si se han de aplicar sales anticongelantes a base de cloruro de sodio. Además, se han informado otros casos de daños al hormigón provocados por la expansión debida a la reacción álcali-sílice donde se cree que el cemento tenía un contenido de álcalis menor que 0,60% expresado como Na_2O equivalente (Stark, 1978).

Las temperaturas elevadas aceleran las reacciones químicas. A bajas temperaturas las reacciones pueden permanecer latentes.

5.1.2 Reacción álcali-carbonato – También se ha demostrado claramente que ciertas rocas carbonatadas participan en reacciones con los álcalis; en algunos casos estas reacciones producen expansión y fisuración perjudiciales. Las reacciones perjudiciales generalmente se asocian con las calizas arcillosas y dolomíticas que tienen características de textura inusuales (Hadley, 1964). Esta reacción se denomina reacción álcali-carbonato, y ha sido estudiada exhaustivamente en Canadá, donde fue reconocida por primera vez (Swenson, 1957; Swenson y Gillott, 1960; Gillott, 1963b; Swenson y Gillott, 1967) y en Estados Unidos (Sherwood y Newlon, 1964; Newlon y Sherwood, 1964; Newlon, Ozol y Sherwood, 1972; Walter, 1974; Ozol y Newlon, 1974).

Además de la reacción álcali-carbonato expansiva y perjudicial, también existe otro fenómeno asociado con algunas rocas carbonatadas. Debido a este fenómeno las zonas periféricas de las partículas de agregado que están en contacto con la pasta cementicia cambian y desarrollan bordes prominentes dentro de las partículas, lo cual altera significativamente la pasta que las rodea (Hadley, 1964; Newlon y Sherwood, 1964; Bisque y Lemish, 1960a, 1960b; Lemish y Moore, 1964; Hiltrop y Lemish, 1960). Al ser atacados con ácido diluido, algunos bordes aparecen en relieve positivo mientras que otros aparecen en relieve negativo; de allí la denominación de bordes positivos y bordes negativos. A

diferencia de las reacciones álcali-carbonato que provocan expansión y fisuración perjudiciales, es poco probable que la reacción álcali-carbonato formadora de bordes constituya una reacción perjudicial en sí misma (Buck y Dolch, 1976).

Grattan-Bellew informó algunos casos recientes de grandes expansiones estructurales que provocaron daños considerables (1987).

5.1.3 Otras reacciones – Otras reacciones químicas perjudiciales que involucran a los agregados incluyen la oxidación o hidratación de ciertos óxidos, sulfatos o sulfuros inestables que se produce una vez que los agregados son incorporados al hormigón. Los ejemplos incluyen la hidratación del óxido de magnesio, el óxido de calcio o el sulfato de calcio anhidro, o la oxidación de la pirita (Mielenz, 1964). Aparentemente se ha descubierto que los agregados compuestos por dolostona sana que son estables en el hormigón a temperaturas normales se pueden deteriorar debido a la oxidación de pequeñas cantidades de pirita si se los utiliza a temperaturas elevadas (Soles, 1982). Los agregados pueden estar contaminados con hierro metálico y este contaminante se podría oxidar. Además, hay otras reacciones que se pueden producir debido a la presencia de impurezas orgánicas tales como el humus o los azúcares (Hansen, 1964). Al utilizar los agregados se debería tener en cuenta estas posibilidades e implementar medidas correctivas si fuera necesario. Generalmente realizando una cuidadosa inspección y análisis de los agregados es posible detectar la presencia de este tipo de impurezas reactivas y evitar su uso en el hormigón.

Las reacciones álcali-sílice y álcali-carbonato son más importantes que las demás reacciones descriptas. Por este motivo las discutiremos detalladamente en los párrafos siguientes.

5.2 – Reacción álcali-sílice

5.2.1 – Se ha desarrollado un mapa (Mielenz, 1978) y datos que muestran áreas conocidas por haber en ellas agregados sospechosos o conocidos por ser capaces de participar reacciones álcali-sílice (Meissner, 1941; Hinds y Tutihll, 1941; Kammer y Carlson, 1941; Dolar-Mantuani, 1969; Buck y Mather, 1969; Brown, 1955; Mather, 1973; Duncan, Swenson y Gillott, 1973a,b; Gogte, 1973; Halldorsson, 1975). La mayor parte de estos trabajos se refieren a América del Norte; sin embargo, la evidencia disponible (Halldorsson, 1975) sugiere que en otras regiones del mundo también son aplicables las mismas consideraciones. Se han informado casos en Dinamarca, Islandia, Suecia,

Alemania, Francia, Gran Bretaña, Italia, Chipre, Turquía, Chile, Argentina, Brasil, India, Japón, Nueva Zelanda, Australia y Sudáfrica, entre otros países (Haldorsson, 1975; Diamond, 1978; Oberholster, 1981; Idorn y Rostam, 1983; Grattan-Bellew, 1987).

En un tiempo se pensaba que en Estados Unidos la mayor abundancia de rocas susceptibles de participar en la reacción álcali-sílice ocurría en la mitad oriental del país. Probablemente esto sea válido para el caso de la reacción álcali-sílice de desarrollo rápido, que fue la primera en ser reconocida (Stanton, 1940; Meissner, 1941; Hinds y Tuthill, 1941; Transportation Research Board, 1958), pero también hay que reconocer que existe una de desarrollo lento (Kammer y Carlson, 1941).

La Tabla 5.1 indica los agregados que en 1958 fueron reconocidos como reactivos (Transportation Research Board, 1958). A partir de 1958 otras rocas se han agregado a la lista de componentes reactivos

conocidos, incluyendo las argilitas, las areniscas llamadas "graywackes" (Dolar-Mantuani, 1969), las cuarcitas (Duncan, Swenson y Gillott, 1973a,b) y los esquistos (Gogte, 1973), además del cuarzo fracturado y bajo tensión (Brown, 1955) y el gneis granítico (Mather, 1973). Este cuarzo bajo tensión típicamente se caracteriza por extinciones ondulatorias (Gogte, 1973). Varias de estas rocas, incluyendo los gneis graníticos, las sub-graywackes metamorfoseadas, y algunos cuarzos y gravas cuarcíticas, parecen reaccionar lentamente incluso con cementos con alto contenido de álcalis, y su reactividad no fue reconocida hasta que las estructuras tuvieron más de veinte años de edad (Buck y Mather, 1969; Brown, 1955, Mather, 1973). Stark y Bhatti (1986) demostraron que algunas rocas y minerales que no participan de la reacción álcali-sílice pero que pueden producir álcalis por deslave, pueden hacer reaccionar a los agregados reactivos.

Tabla 5.1 – Componentes silíceos reactivos que pueden estar presentes en los agregados

Sustancia reactiva	Composición química	Naturaleza física
Ópalo	SiO ₂ · nH ₂ O	Amorfa
Calcedonia	SiO ₂	Microcristalina a criptocristalina; generalmente fibrosa
Ciertas formas de cuarzo	SiO ₂	(a) Microcristalina a criptocristalina; (b) Cristalina, pero intensamente fracturada, bajo tensión y/o llena de inclusiones
Cristobalita	SiO ₂	Cristalina
Tridimita	SiO ₂	Cristalina
Riolita, dacita, latita o andesita	Silíceos, con proporciones menores de Al ₂ O ₃	Vítrea o criptocristalina
Vidrio o productos de la devitrificación criptocristalina	FeO ₂₂ , tierras alcalinas y álcalis	Materiales como la matriz de las rocas volcánicas o los fragmentos de las tufas
Vidrios silíceos sintéticos	Silíceos, con proporciones menores de álcalis, alúmina, otras sustancias o todo lo anterior	Vítrea

Las rocas más perjudiciales en términos de la reacción álcali-sílice (es decir, las rocas que contienen una o más de las sustancias listadas en la tabla anterior) son las siguientes:

Cherts opalinos	Andesitas y tufas
Cherts calcedónicos	Esquistos silíceos
Cherts cuarcíticos	Filitas
Calizas silíceas	Concreciones opalinas
Dolomitas silíceas	Cuarzos y cuarcitas fracturados, bajo tensión o llenos de inclusiones
Riolitas y tufas	
Dacitas y tufas	

Nota: Una roca puede ser clasificada, por ejemplo, como una caliza silícea y aún así ser inocua si sus componentes silíceos son diferentes a los indicados en la tabla anterior.

Al analizar las edades a las cuales se detectó la reactividad en las estructuras ya construidas es importante tener en cuenta la incertidumbre del momento en que se reconoció la reacción, la influencia de la temperatura y la humedad ambiente, la relación álcali-sílice del sistema reactivo, y las concentraciones de los agregados reactivos.

En Sudáfrica se han informado reacciones perjudiciales con greywacke que no fueron particularmente lentas (Oberholster, 1981).

Los agregados livianos, que muchas veces consisten predominantemente en silicatos amorfos, parecen tener potencial de reacción con los álcalis del cemento; sin embargo, hasta el momento el Comité ACI 213 no ha recibido ningún informe sobre reacciones de los agregados con los álcalis. Sí hay un informe no publicado que describe el alargamiento de un tablero de puente construido de hormigón liviano, pero este hecho no ha sido adecuadamente documentado.

5.2.2 – La reacción álcali-sílice puede provocar la expansión y fisuración de las estructuras y pavimentos de hormigón. El fenómeno es complejo, y para explicar lo ocurrido en laboratorio y en obra se han desarrollado diferentes teorías (Mather, 1973; Gogte, 1973; Hansen, 1944; Powers y Steinour, 1955; Diamond, 1975, 1976). No obstante estas teorías, aún quedan muchas preguntas por responder. En soluciones de pH elevado el sílice se puede disolver. El producto inicial de la reacción en la superficie será un gel calcio-álcali-sílice no expansivo próximo al C-S-H. Para que la reacción continúe la cantidad de material reactivo debe ser despreciable o mayor que una cantidad pésima, dependiendo de la cantidad de álcali y de la fineza del material reactivo. La formación del producto no expansivo es deseable y sólo ocurrirá si las partículas reactivas son suficientemente numerosas o suficientemente finas. Los materiales puzolánicos y las escorias de alto horno participan de la reacción álcali-sílice y tienen la fineza suficiente; si son correctamente utilizados, estos materiales pueden transformar las reacciones para que sean beneficiosas (Pepper y Matter, 1959; Idorn y Roy, 1986). Si la cantidad de sílice es importante con respecto a la superficie de los agregados reactivos, internamente se formará un gel álcali-sílice con ilimitado potencial de expansión, el cual absorberá agua y ejercerá fuerzas potencialmente destructivas.

5.2.3 Identificación de la reactividad de los agregados – En el caso de agregados provenientes de fuentes nuevas o cuando los registros de servicio indican que los agregados son potencialmente reactivos

se deberían realizar ensayos en laboratorio. Los ensayos en laboratorio de mayor utilidad son los siguientes:

a. *Método ASTM C 295* (Análisis petrográfico) –

Este documento contiene una práctica normalizada para el examen petrográfico de los agregados (Mielenz, 1978). La Tabla 5.1 indica los componentes reactivos de los agregados, y se han descrito procedimientos para reconocer estos componentes (Kammer y Carlson, 1941; Mather, 1948; Brown, 1955; Diamond, 1975; 1976). Se pueden obtener recomendaciones acerca de las cantidades aceptables de minerales reactivos, determinadas mediante análisis petrográficos (Mather, 1948; Mielenz, 1958; Corps of Engineers, 1985). Estos procedimientos se aplican principalmente para los componentes reactivos más estudiados y en consecuencia mejor conocidos.

Las rocas y minerales reactivos que se han encontrado con mayor frecuencia durante los últimos años parecen tener mayores proporciones pésimas y son más difíciles de reconocer mediante análisis petrográficos. El cuarzo altamente deformado con lamelas de deformación parece ser característico de las rocas que contienen cuarzo reactivo. Las micas de grano relativamente grueso también han sido consideradas componentes reactivos (Duncan, Swenson y Gillott, 1973a,b); las micas de grano fino son reactivas en las argilitas (Dolar-Mantuani, 1969). El concepto de proporción pésima parece no aplicarse en el caso de los agregados gruesos reactivos, ya que su reactividad puede ser parcial. En general, este concepto es difícil de aplicar en la práctica de la ingeniería debido a que no es posible monitorear la composición mineral de los agregados compuestos por rocas mixtas de forma práctica y económica, y también porque los efectos del tamaño de las partículas y la concentración de álcalis son parámetros determinantes inseparables.

b. *Método ASTM C 227* (Ensayo de la barra de mortero para determinar la reactividad potencial) – Este método es el más utilizado para indicar el potencial de reactividad frente a los álcalis. El Apéndice de la norma ASTM C 33 indica los criterios de aceptación que se utilizan para evaluar los resultados de los ensayos realizados conforme a la norma ASTM C 227. Este procedimiento es útil no sólo para evaluar los agregados, sino también para evaluar combinaciones particulares de cementos y agregados. Es necesario cuidar que las barras nunca pierdan humedad. En base a los resultados obtenidos por Duncan, Swenson y Gillott (1973a,b), es dable anticipar que ciertas rocas metamórficas silíceas no desarrollarán en forma confiable una reacción expansiva cuando son almacenadas a 100°F

(38°C). Para que estos materiales desarrollen evidencias de su reactividad se necesitan temperaturas más elevadas, períodos de ensayo más prolongados (probablemente de uno a tres años), o ambos. Esta prolongación del tiempo de ensayo hace que resulte particularmente deseable utilizar criterios petrográficos que permitan identificar estas rocas. Estudios recientes sugieren que el ensayo de la barra de mortero no siempre puede garantizar una correcta determinación de la reactividad expansiva de los agregados en el hormigón en obra (Oberholster y Davies, 1986).

Diferentes laboratorios de numerosos países han desarrollado diferentes variaciones del método ASTM C 227, todos ellos intentando inducir resultados significativos más rápidamente, en particular para los agregados que son lentamente reactivos. Uno de estos procedimientos involucra almacenamiento en solución de cloruro de sodio (Chatterji, 1978).

c. *Método ASTM C 289* (Ensayo químico para determinar la reactividad potencial) – Este método se utiliza principalmente para realizar evaluaciones rápidas, ya que permite obtener resultados en pocos días y no en tres a doce meses como el ensayo de la barra de mortero antes descrito. Sin embargo, hay que tener mucho cuidado al interpretar los resultados de este ensayo. El Apéndice de la norma ASTM C 33 indica criterios para interpretar estos resultados. El Informe No. 31 del Highway Research Board (1958) y el trabajo de Chaiken y Halstead (1960) presentan una descripción más detallada acerca de la interpretación de los resultados. Algunas de las rocas reactivas estudiadas más recientemente caen en una región que se encuentra por debajo del extremo de la curva (Figura 2, ASTM C 289), de modo que los resultados no se pueden interpretar fácilmente aplicando los criterios contenidos en la norma.

En realidad, el ensayo mide la reactividad puzolánica del agregado aproximadamente a la temperatura máxima que alcanzan la mayoría de los hormigones durante la fase de curado inicial. Enfatiza la identidad esencial de la reacción álcali-sílice y la reacción puzolánica. Los resultados obtenidos con este método de ensayo son cuestionables cuando se lo utiliza para evaluar agregados livianos, ya que no está recomendado para este tipo de agregados (Ledbetter, 1973).

5.2.4 Registros de comportamiento en obra – Los registros del comportamiento previo en obra de un determinado agregado que ha sido utilizado con cementos con alto contenido de álcalis es la mejor manera de evaluar su reactividad (Mielenz, 1958). Si no hay registros de este tipo disponibles, lo más confiable

es utilizar un análisis petrográfico corroborado mediante el ensayo de la barra de mortero (Corps of Engineers, 1985), y en algunos casos suplementado por ensayos del hormigón. Los resultados de los ensayos químicos también se deberían utilizar conjuntamente con resultados de análisis petrográficos y ensayos de la barra de mortero. Para cualquier evaluación se recomienda fuertemente no confiar en los resultados de un único tipo de ensayo (Corps of Engineers, 1985).

5.2.5 Uso de agregados potencialmente reactivos – Si existen registros de servicio o resultados de análisis en laboratorio que indican que un agregado es potencialmente reactivo, este agregado no se debería utilizar si el hormigón ha de estar expuesto al agua de mar u otros ambientes en los cuales hay álcalis disponibles de fuentes externas que pudieran ingresar al hormigón en forma de solución (Transportation Research Board, 1958). Aún en caso que fuera necesario utilizar agregados reactivos es posible lograr un comportamiento satisfactorio; sin embargo, nunca se deben utilizar agregados reactivos sin antes realizar un programa de ensayos exhaustivos y preferentemente obtener registros de servicio que establezcan que limitando adecuadamente el contenido de álcalis del cemento o utilizando cantidades adecuadas de una puzolana y/o escoria efectiva su comportamiento será satisfactorio (Pepper y Mather, 1959). Si no hay presencia de álcalis de fuentes externas y no hay ningún material no reactivo económico disponible, se pueden utilizar agregados reactivos siempre que se apliquen las siguientes precauciones:

a. Especificar un cemento con bajo contenido de álcalis (máximo 0,60% expresado como Na_2O equivalente). Prohibir el uso de agua marina o agua proveniente de suelos alcalinos como agua de mezclado, y evitar la adición de cloruro de sodio o potasio. Tener en cuenta el riesgo de migración de los álcalis debido a la difusión en el hormigón.

b. Alternativamente, utilizar un material puzolánico adecuado que satisfaga los requisitos aplicables de la norma ASTM C 618, o escoria de alto horno que satisfaga los requisitos de la norma ASTM C 989. Las puzolanas se deben ensayar de acuerdo con la norma ASTM C 441 para determinar su efectividad para prevenir expansiones excesivas debidas a la reacción álcali-agregado. El criterio que establece una reducción de la expansión del 75% en el ensayo de la barra de mortero en base a una relación cemento-puzolana arbitraria simplemente proporciona una base para realizar comparaciones. Pepper y Mather (1959) demostraron que muchas puzolanas se deberían utilizar

en proporciones más elevadas que las habitualmente empleadas para lograr una reducción del 75% de la expansión de una mezcla de pìrex con un cemento con 1,0% Na₂O equivalente. Al realizar el ensayo de la barra de mortero de manera similar, las puzolanas (naturales, cenizas finas, vapores de sílice) deben evidenciar expansiones menores que 0,020% a los 14 días. Afortunadamente la mayoría de los agregados reactivos son menos reactivos que el pìrex.

Siempre que se considere el uso de materiales puzolánicos hay que recordar que estos materiales aumentan la demanda de agua y pueden provocar mayor fisuración por secado en los hormigones expuestos a secado. La mayor demanda de agua se debe a la mayor fineza y pobre geometría de las partículas. En general una escoria de alto horno bien graduada y triturada mejorará la trabajabilidad del hormigón. La tasa de desarrollo de resistencia de los hormigones correctamente dosificados elaborados con una puzolana o escoria puede igualar o superar la de los hormigones de cemento pórtland a los 28 días.

5.2.6 – Se han informado casos de deterioro del hormigón provocados por reacciones cemento-agregados que involucraron agregados de arena y grava de los estados de Kansas, Nebraska y Wyoming (Gibson, 1938; Lerch, 1959; Hadley, 1968) y que se diferenciaban de las reacciones álcali-sílice debido a la falta de una clara dependencia del nivel de contenido de álcalis del cemento. Ahora se sabe (Hadley, 1968) que esta reacción es una reacción álcali-sílice. La evaporación en la superficie del hormigón provoca un aumento de la concentración de álcalis en los fluidos de los poros próximos a la superficie de secado. Bajo estas y otras condiciones comparables, aún los cementos con bajos contenidos de álcalis pueden provocar deterioros inaceptables, particularmente cerca de las superficies del hormigón. Se han desarrollado ensayos especiales, como por ejemplo el de la norma ASTM C 342, para determinar los potenciales daños que podría provocar este fenómeno. Los análisis petrográficos (ASTM C 295) y los ensayos de barras de mortero (ASTM C 227), interpretando los resultados de acuerdo con Hadley (1968), se consideran más confiables.

Siempre que sea posible se debería evitar utilizar agregados de arena y grava potencialmente perjudiciales. Sin embargo, si no es posible utilizar otros agregados, se debe utilizar una puzolana o escoria de alto horno adecuada que no aumente la contracción por secado y 30% o más (en masa) de agregado grueso compuesto por caliza no reactiva. Para determinar si la combinación resultante es satisfactoria se deberían

realizar ensayos sobre el hormigón (Transportation Research Board, 1958; Powers y Steinour, 1955) y determinar si la caliza de la granulometría utilizada es resistente a las heladas cuando se la utiliza en hormigón con aire incorporado.

5.3– Reacción álcali-carbonato

5.3.1 – Se ha informado que ciertos agregados de rocas carbonatadas, especialmente dolomíticas, fueron reactivos cuando se los utilizó en estructuras de hormigón en Canadá (Ontario) y Estados Unidos (Illinois, Indiana, Iowa, Michigan, Missouri, Nueva Cork, Dakota del Sur, Virginia, Tennessee y Wisconsin). Pueden ser reactivos tanto los agregados extraídos de cantera como las gravas que contienen partículas de la misma formación.

5.3.2 – Se ha propuesto más de un mecanismo para explicar la reactividad álcali-carbonato (Hadley, 1964; Gillott y Swenson, 1969; Gillott, 1963a; Sherwood y Newlon, 1964; Newlon, Ozol y Sherwood, 1972). Está claro que cuando ocurre desdolomitización con formación de brucita [Mg(OH)₂] hay una regeneración del álcali. Este es un fenómeno diferente al de la reactividad álcali-sílice, en la cual el álcali se combina en el producto de reacción a medida que la reacción progresa. En algunos casos parece ser significativa la presencia de minerales arcillosos y su hinchamiento, al abrirse al agua por desdolomitización, constituye la base de una de las posibles explicaciones de la reacción (Gillott, 1963a).

El desarrollo de bordes es algo bastante habitual en muchas rocas carbonatadas, y este fenómeno se ha asociado con el deterioro de pavimentos en Iowa (Welp y De Young, 1964); sin embargo, esto no siempre es así. La naturaleza de la formación de bordes aún no se comprende plenamente (Hadley, 1964). Sin embargo, está asociada con un cambio en la distribución de sílice y carbonato entre la partícula de agregado y la pasta cementicia que la rodea. Los bordes parecen extenderse hacia el agregado en forma concéntrica, llegando a profundidades mayores a medida que transcurre el tiempo.

El hormigón afectado se caracteriza por una red de fisuras irregulares o en malla, generalmente más desarrolladas en las áreas de la estructura en las cuales el hormigón tiene una provisión de humedad constante y renovable, como por ejemplo en las áreas próximas al nivel del agua de las pilas de los puentes, detrás de la parte de los muros de sostenimiento en contacto con el suelo, debajo de las losas de pavimento o en zonas de postes o columnas que podrían funcionar como

"pabilos". Una característica de la reacción álcali-carbonato que la diferencia de la reacción álcali-sílice es la ausencia general de gel de sílice exudando de las fisuras. Otros signos que evidencian la severidad de la reacción son el cierre de las juntas de expansión y el posible aplastamiento del hormigón adyacente (Hadley, 1964; Swenson y Gillott, 1964).

5.3.3 Identificación de la reactividad de los agregados

a. *Textura* – Este examen se utiliza para identificar las características de las rocas de acuerdo con el listado de Hadley (1964) modificado por Buck y Mather (1969) y Dolar-Mantuani (1964, 1971). Aunque en general es cierto que las rocas reactivas se pueden caracterizar por tener rombos dolomíticos con una dimensión máxima de 1 a 200 μm en un fondo de calcita más fina y residuo insoluble, la presencia de una o más dolomitas en una roca carbonatada de grano fino hace que sea recomendable realizar el ensayo del cilindro de roca (ASTM C 586). Se recomienda realizar este ensayo ya sea que se considere o no que la textura es típica y que el residuo soluble (incluyendo las arcillas) represente o no una parte sustancial del agregado. A medida que se reconocen más rocas expansivas en diferentes regiones geográficas sus texturas y composiciones parecen ser más variables.

b. *ASTM C 586* (Método del cilindro de roca) –

El ensayo del cilindro de roca fue adoptado por ASTM por primera vez en 1966 en base al trabajo de Hadley (1964). Este ensayo se discute en el trabajo de Walter (1978), y debería ser considerado apenas como un ensayo preliminar.

c. *ASTM C 1105* (Reacción álcali-roca carbonatada en prismas de hormigón) – Los prismas se preparan con los materiales que se han de utilizar en obra y se almacenan a 73°F (23°C) y con una humedad relativa de 100% (Swenson y Gillott, 1964), o bien, para acelerar la reacción, se pueden preparar con mayor contenido de álcalis y/o almacenar a temperaturas más elevadas (Smith, 1964, 1974; Gillott, 1963a; Rogers, 1986). Swenson y Gillott (1974) informaron que estos ensayos mostraban que la expansión de los hormigones elaborados con rocas carbonatadas altamente reactivas se podía reducir a valores seguros solamente si el contenido de álcalis del cemento expresado como Na_2O equivalente era menor que 0,45% o 0,40%. Según Swenson y Gillott, "el máximo contenido de álcalis que generalmente se acepta para los cementos de bajo contenido de álcalis (0,60%) no es adecuado."

La comparación generalmente se realiza contra prismas que contienen un agregado de control no

reactivo. La norma ASTM C 1105, la cual mide el cambio de longitud del hormigón debido a la reacción álcali-roca carbonatada, fue adoptada en 1989; también hay una norma canadiense (CSA A23.2-14A) que utiliza probetas de hormigón.

d. *Examen microscópico* – Permite confirmar los tipos de componentes presentes en los agregados y sus características. Se han observado daños en los agregados y la matriz que los rodea, como por ejemplo micro y microfisuración. En ciertas partículas de agregados se pueden observar bordes de reacción, los cuales se identifican como negativos o positivos según como se observen al ser atacados por un ácido. Su presencia no necesariamente implica que los resultados serán perjudiciales. En los vacíos en el interior del hormigón se pueden encontrar depósitos secundarios de carbonato de calcio, hidróxido de calcio y etringita. En general no se encuentran depósitos de sílice (endurecida o en forma de gel) que se hayan asociado con las partículas de agregados potencialmente reactivas (Hadley, 1964).

e. *Examen visual* – Las reacciones álcali-carbonato se pueden detectar inspeccionando visualmente superficies de hormigón aserradas o trituradas. Algunas veces también resulta útil realizar un examen por rayos X de los productos de reacción. Las normas ASTM C 227, C 289 y C 342, las cuales se aplican para la reacción álcali-sílice, no se aplican para la reactividad álcali-carbonato.

5.3.4 – Aún no se han establecido correlaciones definitivas entre las expansiones que se producen en los cilindros de roca ensayados en laboratorio y el comportamiento no satisfactorio en obra. Los factores involucrados son complejos e incluyen la heterogeneidad de la roca, el tamaño del agregado grueso, la permeabilidad del hormigón y las variaciones estacionales de las condiciones ambientales en servicio. Las principales condiciones ambientales involucradas incluyen la disponibilidad de humedad, el nivel de temperatura y el potencial uso de cloruro de sodio como anticongelante.

Generalmente se observa fisuración en los prismas de hormigón cuando llegan a una expansión de aproximadamente 0,05%. Experiencias recogidas en Ontario (Rogers, 1986) indican que si los prismas de hormigón preparados de acuerdo con el método de ensayo de la asociación de normas canadienses (CSA A23.2-14A) no presentan expansiones mayores que 0,02% luego de un año es poco probable que haya reactividad perjudicial. En otros trabajos se han

sugerido criterios un poco menos restrictivos (Swenson y Gillott, 1964; Smith, 1974).

No siempre se puede realizar la determinación rápida de la reactividad potencial utilizando el ensayo del cilindro de roca, ya que algunas rocas que inicialmente evidencian contracción luego desarrollan una expansión considerable (Dolar-Mantuani, 1964; Missouri Highway Department, 1967a). No existe una correlación universal entre la expansión de los cilindros de roca y la del hormigón en servicio, pero sí posiblemente entre la expansión de los cilindros de roca y la expansión de los prismas de hormigón almacenados en laboratorio (Hadley, 1964; Newlon y Sherwood, 1964; Missouri Highway Department, 1967a; Rogers, 1986).

En general se considera que una expansión mayor que 0,10% de los cilindros de roca indica que es necesario realizar ensayos adicionales para determinar la expansión del agregado en el hormigón. Afortunadamente, muchas rocas que se expanden en cilindros de roca no lo hacen en el hormigón.

5.3.5 Procedimientos para minimizar los efectos de la reacción álcali-carbonato – Los procedimientos que se pueden utilizar para minimizar los efectos de la reacción incluyen:

- Evitar el uso de rocas reactivas eligiendo cuidadosamente el sitio de dónde se extraerán los agregados (Bisque y Lemish, 1960a; Smith, 1964; Gillott, 1963a);
- Diluir con agregados no reactivos o utilizar un menor tamaño máximo nominal (Newlon y Sherwood, 1964; Swenson y Gillott, 1964); y
- Utilizar cemento de muy bajo contenido de álcalis (menor que 0,6% Na_2O equivalente [Sección 5.3.3(c)]). En la mayoría de los casos con esto se evitarán las expansiones perjudiciales (Swenson y Gillott, 1964; Missouri Highway Department, 1967b); sin embargo, en los pavimentos en los cuales se utiliza cloruro de sodio como anticongelante puede que esta afirmación no sea válida (Smith, 1964; Missouri Highway Department, 1967b).

Evitar el uso de rocas reactivas eligiendo cuidadosamente el sitio de dónde se extraerán los agregados es el método más seguro y generalmente también el más económico para minimizar la reactividad álcali-carbonato. Las puzolanas sólo sirven como diluyente y no son efectivas para mitigar las reacciones álcali-carbonato.

5.4 – Conservación de los hormigones que contienen agregados reactivos

No existen métodos conocidos para conservar adecuadamente los hormigones existentes que contienen elementos que contribuyen a las reacciones químicas potencialmente perjudiciales. El agua o la humedad participa en al menos dos de estas reacciones. Los efectos destructivos de los ciclos de congelamiento y deshielo son más pronunciados luego de las etapas iniciales de destrucción por parte de estas reacciones químicas. Por lo tanto, cualquier medio utilizado para disminuir la exposición de estos hormigones al agua puede prolongar su vida útil. Se ha informado que en Islandia se han obtenido buenos resultados tratando las superficies de hormigón verticales con monosilanos.

5.5 – Recomendaciones para estudios futuros

Aunque en general son efectivos para evitar la recurrencia de destrucciones catastróficas en las estructuras de hormigón, los criterios actualmente utilizados en Estados Unidos como base para clasificar los agregados como reactivos y no reactivos se consideran inefectivos por dos motivos diferentes. En primer lugar, muchas veces han dado origen a precauciones mucho más severas que las que se justificaban. Un ejemplo de ello es limitar el contenido de álcalis calculado a 0,60% Na_2O equivalente, cuando en algunos casos se podrían haber utilizado contenidos mayores sin comprometer la seguridad. En segundo lugar, estos criterios algunas veces han permitido que ocurrieran reacciones álcali-sílice a punto tal de provocar fisuración observable a simple vista debido al uso de agregados equivocadamente clasificados como no reactivos con cementos que contenían más de 0,60% Na_2O equivalente. Se concluye que es necesario realizar nuevas investigaciones o reinterpretar los resultados de investigaciones existentes para lograr una mejor caracterización de los siguientes parámetros:

- Grado y tasa de reactividad de los agregados;
- Influencia de la dosificación de las mezclas de hormigón, especialmente el contenido unitario de cemento;
- Influencia de las condiciones ambientales sobre el hormigón, especialmente la temperatura y la humedad; e
- Influencia de las dimensiones de las estructuras, las características estructurales y el sistema de transferencia de tensiones sobre la fisuración desarrollada por las reacciones álcali-sílice.

Las investigaciones futuras también se deberían ocupar de la optimización del uso de puzolanas y

escoria y los métodos para reducir la exposición al agua de los hormigones preparados con agregados reactivos.

CAPÍTULO 6 – REPARACIÓN DEL HORMIGÓN

La reparación del hormigón es un tema comprendido dentro de la misión del Comité ACI 546. Por este motivo, en este capítulo sólo presentaremos un tratamiento breve y general del tema, enfatizando los aspectos relacionados con la durabilidad. Ver también la norma ACI 224.1R.

6.1 – Evaluación de los daños y selección del método de reparación

Para evaluar objetivamente los daños que ha sufrido una estructura es necesario determinar las causas que los provocaron. Los daños pueden ser el resultado de un diseño pobre, mano de obra deficiente, acción abrasiva mecánica, cavitación o erosión debida a la acción hidráulica, deslave, ataques químicos, reacciones químicas inherentes a la mezcla de hormigón, exposición a sales anticongelante, corrosión de metales embebidos, o exposición prolongada a algún otro ambiente desfavorable. La norma ASTM C 823 contiene lineamientos acerca de cómo examinar y tomar muestra de hormigones endurecidos.

Cualquiera sea la causa, es fundamental establecer la extensión de los daños y determinar si la mayor parte de la estructura tiene calidad suficiente para justificar la realización de reparaciones. En base a esta información se seleccionan el tipo y la extensión de las reparaciones a realizar. Este es el paso más difícil – uno que requiere conocimiento del tema y juicio profesional por parte del ingeniero. Si los daños son consecuencia de la exposición moderada de un hormigón que desde el inicio era de calidad inferior, su reemplazo por hormigón de alta calidad debería asegurar resultados duraderos. Por el contrario, si el hormigón destruido era de buena calidad, el problema se vuelve más complejo. En este caso se necesita un hormigón de alta calidad, o bien modificar las condiciones de exposición.

La reparación de las descantilladuras provocadas por la corrosión de las barra de armadura (Sección 4) requiere un estudio detallado. El problema no se resolverá simplemente reemplazando el hormigón deteriorado y restableciendo el recubrimiento original sobre las armaduras. Además, si la estructura está contaminada de sal, la aplicación de hormigón nuevo modificará las condiciones electrolíticas, por lo cual antes de iniciar cualquier reparación se deben considerar

las consecuencias que podrían aparejar las nuevas condiciones.

6.2 – Tipos de reparaciones

6.2.1 Reemplazar el hormigón – Reemplazar el hormigón consiste en reemplazar el hormigón defectuoso por hormigón de dosificación y consistencia adecuadas de modo que pase a formar una unidad integral con el hormigón de base.

Reemplazar el hormigón es aconsejable si en la construcción existente hay nidos de abeja o deterioros que atraviesan todo el muro o van más allá de las armaduras, o si la extensión de los daños es importante. En las obras nuevas las reparaciones se deberían realizar inmediatamente después del desencofrado (Tuthill, 1960; USAR, 1975). Este tipo de reparación implica retirar un volumen considerable de hormigón. Se debería continuar excavando las áreas afectadas hasta llegar a hormigón no afectado. Algunas veces también es necesario utilizar cinceles para poder implementar el método de reparación seleccionado y dar forma adecuada a las cavidades.

El hormigón utilizado para las reparaciones debería ser similar al hormigón existente en cuanto al tamaño máximo nominal de los agregados y la relación w/c , siempre y cuando esto no comprometa su durabilidad. En algunos hormigones expuestos el color también es un factor importante.

Generalmente para realizar grandes reparaciones en superficies verticales será necesario utilizar encofrados.

6.2.2 Colocar hormigón como mezcla seca – La colocación de hormigón como mezcla seca consiste en colocar una mezcla de muy bajo asentamiento en forma de capas de poco espesor y apisonarlas. Este método es adecuado para rellenar orificios y ranuras o para reparar cualquier cavidad que tenga una relación profundidad-área elevada. En las mezclas muy rígidas no habrá prácticamente ninguna contracción, y estas mezclas desarrollan resistencias que igualan o superan a las del hormigón de base. El método no requiere ningún equipo especial, pero para que los resultados sean satisfactorios las personas que realizan el acabado deben estar capacitadas en este tipo de reparaciones (USAR, 1975).

6.2.3 Colocar hormigón preempacado – Para ciertas reparaciones se puede utilizar hormigón preempacado. Este tipo de hormigón tiene buena adherencia y baja contracción por secado. También se adapta bien para las reparaciones bajo agua. Este es un procedimiento especializado que se describe en la norma ACI 304R.

6.2.4 Colocar hormigón proyectado – El hormigón proyectado ("shotcrete") bien aplicado tiene una

excelente adherencia con los hormigones nuevos o viejos, y muchas veces es el método más satisfactorio y económico para las reparaciones de poca profundidad. Se adapta particularmente bien para las superficies verticales o superficies inferiores de elementos horizontales, ya que puede soportarse a sí mismo sin necesidad de utilizar encofrados y sin deformarse ni desmoronarse. En general las reparaciones con hormigón proyectado funcionan satisfactoriamente cuando se siguen los procedimientos recomendados en ACI 506R. Para su aplicación en pequeñas reparaciones se han desarrollado equipos simplificados (USAR, 1975).

6.2.5 Sobrecapas y parches – No es inusual que las superficies de los pavimentos de hormigón en los cuales se aplican sales anticongelantes se escamen, especialmente si el hormigón no tiene incorporación de aire adecuada. Estas áreas se pueden reparar satisfactoriamente aplicando una delgada sobrecapa de hormigón, siempre que la superficie del hormigón viejo esté sana, durable y limpia (Felt, 1960). Para lograr resultados satisfactorios es necesario utilizar una sobrecapa de un espesor mínimo de 1-1/2 in. (38 mm) (ACI 325.9R). La temperatura de la losa de base y la del hormigón nuevo deberían ser tan similares como sea posible.

Junto a las juntas o fisuras del pavimento pueden ocurrir descantilladuras. Las descantilladuras generalmente tienen varias pulgadas de profundidad, y para retirar todo el hormigón que ha sufrido algún grado de deterioro es posible que sea necesario excavar hasta profundidades aún mayores. Las descantilladuras se reparan utilizando métodos similares a los utilizados para reparar áreas escamadas.

Hay numerosos materiales de fraguado rápido disponibles que se pueden aplicar en forma de parches, algunos de ellos patentados o propietarios. Una publicación de la Federal Highway Administration (1975c) proporciona información sobre el comportamiento en obra de estos materiales.

6.3 – Preparativos previos a las reparaciones

En general es aconsejable cortar con sierra alrededor del perímetro del área donde se realizarán las reparaciones para eliminar los bordes biselados, especialmente en el caso de las losas. Se obtienen mejores resultados si se mantiene un espesor mínimo de 3/4 in. (20 mm). Si fuera posible, los cortes con sierra se deberían hacer con una ligera inclinación de modo que el ancho en la base del parche sea mayor que en la superficie, logrando así un mecanismo de encastre.

Se debería retirar todo el hormigón deteriorado o defectuoso; en el caso de las losas se deberían utilizar herramientas mecánicas o hidráulicas adecuadas. Luego se deberían limpiar exhaustivamente las superficies del hormigón, preferentemente con ayuda de un chorro de arena húmedo.

Si uno de los factores contribuyentes al deterioro son los cloruros, ver el Capítulo 4.

La superficie de adherencia debería estar húmeda en el momento de aplicar los parches. La superficie se debería cubrir con una capa de mortero de aproximadamente 1/8 in. (3 mm) de espesor o con algún otro agente adherente adecuado (Sección 6.4). Si como agente adherente se utiliza un epoxi, antes de aplicar el epoxi se debería secar la superficie a reparar. A menos que el fabricante de un material propietario especifique lo contrario, la reparación se debería realizar inmediatamente después de aplicar el agente adherente.

6.4 – Agentes adherentes

Generalmente para establecer la unidad entre el hormigón o mortero fresco y el hormigón de base se utilizan capas adherentes. Los materiales más utilizados en el pasado son el mortero de arena y cemento o la pasta cementicia pura. Hay mucha literatura que testimonia lo exitosos que resultan estos tratamientos cuando se siguen las prácticas recomendadas. También se utilizan agentes adherentes para lograr adherencia adicional.

Algunas veces se utilizan resinas epoxi como agentes adherentes (ACI 503.2). Las uniones que desarrollan estos materiales tienen mayor resistencia a la tracción y al corte que el hormigón. Son resistentes a la mayoría de los productos químicos y algunas fórmulas son altamente resistentes al agua. Sin embargo, el uso de resinas epoxi también presenta algunas desventajas, tales como su toxicidad y su breve tiempo de vida en las mezclas. Se han informado algunas fallas relacionadas con los recubrimientos epoxi, las cuales se han atribuido a diferencias en las propiedades térmicas y de tracción y en los módulos de elasticidad de los dos materiales. En la actualidad este tema se continúa estudiando. Para lograr resultados más efectivos, las resinas epoxi utilizadas como agentes adherentes no se deberían aplicar en capas con espesores mayores que 3/16 in. (5 mm). Se deberían evitar las acumulaciones y charcos (ACI 503.2). La norma ASTM C 881 describe los diferentes tipos y grados de resinas epoxi y sus diferentes aplicaciones.

También hay otros tipos de agentes adherentes disponibles. Ciertos látex, comercializados en forma de

emulsiones o dispersiones, mejoran la adherencia y tienen buena resistencia a la fisuración. Los acetatos de polivinilo, los estireno-butadienos y los acrílicos son algunos de los más utilizados. Sin embargo, los acetatos de polivinilo no se deberían utilizar salvo que las condiciones de servicio sean secas (ASTM 1059). Los látex se pueden utilizar ya sea en forma de capa adherente o bien añadidos al hormigón o mortero durante el mezclado. Antes de colocar hormigones con agregado de látex se debería humedecer el sustrato.

6.5 – Estética

A menos que se consideren todos los factores que afectan el aspecto de las reparaciones del hormigón, es probable que las reparaciones no sean agradables desde el punto de vista estético. Para aquellos hormigones en los cuales el aspecto es importante se debe asegurar que la textura y el color de las reparaciones coincidan con las del hormigón circundante. Mezclando cemento blanco con el cemento de la mezcla o utilizando pigmentos cuidadosamente seleccionados se puede lograr que los parches tengan un color similar al del hormigón original. Los parches aplicados sobre una superficie de hormigón encofrada nunca se deberían acabar con fratas de acero, ya que esto dejaría un color oscuro imposible de eliminar.

6.6 – Curado

Todos los hormigones o morteros convencionales utilizados en las reparaciones se deben curar en húmedo de acuerdo con las recomendaciones de la norma ACI 308. Los látex pueden requerir curados especiales. Las resinas epoxi no requieren curado en húmedo.

6.7 – Tratamiento de las fisuras

La decisión acerca de si una fisura se debe reparar para restablecer la integridad estructural o simplemente se la debe sellar depende de la naturaleza de la estructura, la causa que originó la fisura y su ubicación y extensión. Si el desarrollo de la fisura alivió las tensiones que la provocaron, se puede restablecer la integridad estructural anticipando un cierto grado de permanencia. Sin embargo, en el caso de las fisuras relacionadas con las condiciones de servicio (como por ejemplo las fisuras provocadas por movimientos de las fundaciones o fisuras que se abren y cierran acompañando los cambios de temperatura), la única solución satisfactoria consiste en sellarlas con un material flexible o extensibles.

Antes de aplicar cualquier tratamiento es fundamental limpiar la fisura, retirando todo el

hormigón suelto, los materiales selladores existentes y cualquier otro material extraño. El método de limpieza depende del tamaño de la fisura y de la naturaleza de los contaminantes, y puede incluir cualquier combinación de los siguientes: aire comprimido, cepillo de alambre, chorro de arena o uso de picos o herramientas similares.

Se ha logrado restablecer integridad estructural a través de una fisura inyectando a presión resinas epoxi de baja viscosidad (Cheng, 1975; Stratton y McCollum, 1974) y otros monómeros (Kukacka et al, 1974), los cuales se polimerizan in situ y adhieren nuevamente el hormigón de base.

Para sellar las fisuras sin restablecer la integridad estructural se requieren materiales similares a los utilizados para sellar juntas. La norma ACI 504R contiene una discusión detallada de los selladores de juntas disponibles y sus métodos de instalación. Debido a que en general el ancho de las fisuras es menor que el ancho de las juntas, muchas veces es necesario introducir algunas modificaciones a los procedimientos, tales como ensanchar la fisura con un contorneador mecánico o utilizar un material de baja viscosidad.

CAPÍTULO 7 – USO DE BARRERAS PROTECTORAS PARA MEJORAR LA DURABILIDAD DEL HORMIGÓN

7.1 – Características de las barreras protectoras

Las barreras protectoras se utilizan para proteger al hormigón contra la degradación que provocan los productos químicos y la consiguiente pérdida de integridad estructural, para evitar que el hormigón se manche, o para evitar que un líquido sea contaminado por el hormigón.

Una barrera protectora consiste no sólo en el material de la barrera propiamente dicha, sino también en la superficie que ha de proteger, la estructura de hormigón y la fundación. La calidad del hormigón, especialmente en la superficie y cerca de la misma, afectará el comportamiento del sistema ya que afecta la capacidad del material de la barrera para comportarse de la forma anticipada. En la Sección 7.2 se discuten los principales elementos de una barrera protectora. Comprender estos elementos es fundamental para lograr un comportamiento óptimo de los sistemas protectores.

7.2 – Elementos de las barreras protectoras

7.2.1 – Para lograr una protección efectiva del hormigón, el material utilizado para construir la barrera debería tener las siguientes propiedades básicas:

- Si el material de la barrera está expuesto a productos químicos provenientes de fuentes externas, estos productos químicos no deberían provocar el hinchamiento, disolución, fisuración ni fragilización del material de la barrera; además, los productos químicos no se deberían filtrar ni difundir a través de la barrera ni destruir la adherencia entre la barrera y el hormigón;
- La resistencia a la abrasión debería ser adecuada para evitar que el material de la barrera sea eliminado bajo condiciones normales de servicio; y
- La resistencia de la unión adherente entre una barrera no bituminosa y el hormigón debería ser como mínimo igual a la resistencia a la tracción del hormigón en la superficie; esta unión es afectada por el grado de limpieza de la superficie en el momento de aplicar el material de la barrera.

7.2.2 – La mayor parte de los materiales no bituminosos utilizados en las barreras y que están específicamente formulados para utilizar sobre hormigón desarrollan y mantienen uniones cuya resistencia es superior a la resistencia a la tracción del hormigón, siempre y cuando la superficie se prepare adecuadamente. La superficie debe estar libre de partículas sueltas, polvo, aceite, cera y otras suciedades o productos químicos que pudieran afectar la adherencia. La humedad dentro del hormigón puede afectar la capacidad de una barrera para adherirse a la superficie, si es que el vapor de agua que sale del hormigón se condensa en la interfase hormigón-barrera antes que la barrera se haya curado. Este problema se discute detalladamente en la Sección 7.4.

7.2.3 – Tal vez la parte más crítica de una barrera no bituminosa sean los primeros 1/4 in. (6 mm) de hormigón. Cuando ocurre una falla, generalmente una delgada capa de hormigón de hasta 1/4 in. (6 mm) de espesor, pero generalmente de menos de 1/8 in. (4 mm), se adhiere al lado interno del material de la barrera. Esto significa que el hormigón falló debido a que las tensiones internas en el material de la barrera fueron mayores que la resistencia a la tracción del hormigón cerca de la interfase. Estas tensiones se originan de dos maneras diferentes. En primer lugar, durante el curado del material de la barrera se desarrollan tensiones por contracción y polimerización. Este es un fenómeno habitual en todos los materiales poliméricos de dos componentes que se curan por una reacción química entre la resina y el agente de curado. En segundo lugar, los cambios diferenciales de volumen del hormigón y la barrera que ocurren debido a que ambos materiales tienen diferentes coeficientes de expansión térmica,

sumado a los cambios de temperatura, crean tensiones internas. Todas las barreras poliméricas tienen un coeficiente de expansión térmica mucho mayor que el del hormigón. Generalmente al material de la barrera se le agrega algún material granular (filler) para que su coeficiente de expansión térmica se aproxime más al del hormigón.

Las barreras deberían tener bajo módulo de elasticidad para evitar que las tensiones sean mayores que la resistencia a la tracción del hormigón en el rango de temperaturas anticipadas durante su vida de servicio. El uso de relaciones w/c demasiado elevadas, un acabado excesivo, la presencia de nata en la superficie y un curado incorrecto pueden dar origen a superficies de hormigón débiles. Como resultado de ello el hormigón puede fallar por las tensiones impuestas aunque la barrera sea de bajo módulo de elasticidad. Eliminar los materiales débiles de la superficie es fundamental para que estas barreras se comporten satisfactoriamente. La norma ACI 515.1R describe los procedimientos que se pueden utilizar para limpiar las superficies de hormigón.

7.2.4 – Cualquier fisura del hormigón producida antes o después de la aplicación de la barrera se reflejará a través de dicha barrera si el hormigón está sujeto a movimientos debidos a variaciones de temperatura o aplicación de cargas. Estos movimientos del hormigón pueden destruir la capacidad de la barrera para proteger el hormigón. Una losa de hormigón de baja calidad y altamente permeable puede permitir que el agua del suelo se mueva a través del hormigón tan rápidamente que la superficie nunca se secará lo suficiente para permitir que la barrera desarrolle una buena adherencia; además, el agua podría empujar la barrera alejándola del hormigón.

7.2.5 – Tal como se mencionó anteriormente, una base dimensionalmente inestable o que no tiene suficiente capacidad de carga puede provocar en el hormigón fisuras que serán perjudiciales para las barreras. Además, la disponibilidad y cantidad de agua presente en el suelo es un factor clave para el éxito de una barrera. Por ejemplo, se puede utilizar una barrera contra el agua en las superficies exteriores de tanques y túneles para retrasar el ingreso de agua al hormigón, y esta barrera es necesaria si se ha de aplicar un sistema de barrera protectora interior.

7.3 – Guía para seleccionar una barrera protectora

7.3.1 – Elegir una barrera protectora que logre un comportamiento óptimo al menor costo posible (considerando el costo por año) es bastante difícil ya que existe una gran variedad de sistemas. Para facilitar

el proceso de selección los sistemas de barreras protectoras se dividen en tres categorías generales de acuerdo con la severidad del ambiente químico que soportarán en servicio: moderado, intermedio y severo. Ver Tabla 7.1.

7.3.2 – Para seleccionar una barrera que proteja al hormigón contra un agente químico específico es necesario considerar diferentes factores. En primer lugar, el material de la barrera debería ser resistente al deterioro o la degradación por parte de los agentes químicos a los cuales estará expuesto a la temperatura de servicio. En segundo lugar, el material debería evitar que los agentes químicos se difundan o infiltren a través de la barrera; este fenómeno afecta la adherencia entre el material de la barrera y la superficie de hormigón, especialmente si el material que se difunde o infiltra es ácido. La resistencia química y la resistencia a la infiltración son dos propiedades diferentes. Un agente químico tal como el ácido clorhídrico se puede infiltrar a través de diferentes plásticos y cauchos y provocar pérdida de adherencia sin que se observe ninguna evidencia que indique que el agente ha degradado el

material de la barrera. En tercer lugar, la temperatura de los agentes químicos en contacto con el material de la barrera afectan el comportamiento de la barrera. Cada material tiene su propia temperatura de servicio máxima. El choque térmico provocado por los cambios rápidos de temperatura puede fisurar algunos materiales o provocar la pérdida de adherencia entre la barrera y el hormigón.

7.3.3 – No hay ninguna garantía que los materiales comercializados por diferentes fabricantes se comportarán de manera similar, aún cuando correspondan al mismo tipo genérico. Los fabricantes utilizan diferentes tipos y cantidades de ingredientes, de modo que su comportamiento también será variable. Además, las características relacionadas con la aplicación de los materiales, tales como la forma de aplicar el material sobre el hormigón, la sensibilidad al agua de las superficies de hormigón o un rango de temperatura de aplicación muy limitado pueden afectar su comportamiento.

Tabla 7.1 – Barreras protectoras – Categorías generales (de acuerdo con ACI 515.1R)

Severidad del ambiente químico	Espesor nominal total	Barreras protectoras típicas	Usos típicos pero no excluyentes de los sistemas protectores en orden de severidad
Moderado	Menos de 40 mil (1 mm)	Polivinil butiral, poliuretano, epoxi, acrílico, asfalto de copolímero acrílico-estireno, alquitrán de carbón, goma clorada, vinilo, neopreno, epoxi de alquitrán de carbón, uretano de alquitrán de carbón	<ul style="list-style-type: none"> • Protección contra sales anticongelantes • Mejorar la resistencia a los ciclos de congelamiento y deshielo • Evitar que el hormigón se manche • Aplicación en servicios de agua de alta pureza • Proteger el hormigón en contacto con soluciones químicas con pH tan bajos como 4, dependiendo del agente químico presente
Intermedio	125 a 375 mil (3 a 9 mm)	Epoxi con filler de arena, poliéster con filler de arena, poliuretano con filler de arena, materiales bituminosos	<ul style="list-style-type: none"> • Proteger al hormigón contra la abrasión y la exposición intermitente a ácidos diluidos en plantas químicas, tambos y establecimientos procesadores de alimentos
Severo	20 a 250 mil (1/2 a 6 mm)	Epoxi reforzado con vidrio, poliéster reforzado con vidrio, láminas de neopreno, láminas de cloruro de polivinilo plastificado	<ul style="list-style-type: none"> • Proteger tanques y pisos de hormigón continuamente expuestos a materiales diluidos (pH menor que 3), ácidos orgánicos, soluciones salinas, álcalis fuertes
Severo	20 a 280 mil (1/2 a 7 mm) Más de 250 mil (6 mm)	Sistemas compuestos: (a) Sistema de epoxi con filler de arena con sobrecapa de epoxi pigmentado pero sin filler (b) Membrana asfáltica cubierta por ladrillos a prueba de ácidos utilizando mortero resistente a los agentes químicos	<ul style="list-style-type: none"> • Proteger tanques y pisos de hormigón continua o intermitentemente sumergidos, expuestos al agua, ácidos diluidos, álcalis fuertes y soluciones salinas • Proteger el hormigón contra ácidos concentrados o combinaciones de ácidos y solventes

El espesor de barrera requerido dependerá de la severidad del ambiente. La sección de la barrera se debería seleccionar en base a ensayos o experiencias previas. Si se han de realizar ensayos, antes de exponer las probetas de hormigón al ambiente real o a un ambiente que simule el ambiente real en obra, se debe aplicar la totalidad del sistema de barrera. Si es necesario realizar la selección antes de poder realizar ensayos de duración suficiente (según lo convenido entre el fabricante y el usuario), se debería solicitar al proveedor de la barrera que entregue historias documentadas sobre casos en los cuales su sistema haya protegido satisfactoriamente hormigones bajo las mismas o similares condiciones ambientales. Seleccionar cuidadosamente el fabricante de la barrera y el contratista que realizará la aplicación es tan importante como la selección de la propia barrera. La norma ACI 515.1R contiene información detallada sobre este tema.

7.4 – Humedad en el hormigón y su efecto sobre la adherencia de la barrera

Antes de aplicar el material de la barrera el hormigón debería estar seco. No sólo es objetable la humedad superficial, sino que la humedad dentro del hormigón también puede afectar la capacidad de un revestimiento para adherirse a la superficie. No hay lineamientos específicos que indiquen cuándo la humedad se convierte en un problema, pero en la Sección 7.4.1 se describe un procedimiento cualitativo.

Es posible que la adherencia entre la barrera y el hormigón sea deficiente si el agua se difunde hacia la superficie del hormigón. Una superficie demasiado húmeda puede generar vacíos en el material de la barrera y provocar formación de ampollas o escamas una vez que se ha curado, llegando incluso a formar una película dura. Para determinar si este fenómeno será o no un problema se deberían considerar los siguientes factores:

- La relación de la transmisión de vapor desde y hacia el hormigón;
- La cantidad de humedad que permanece en el hormigón en cualquier etapa determinada;
- La capacidad del recubrimiento para "respirar," y por ende para permitir el paso de la humedad;
- El diferencial de temperatura entre la superficie del hormigón y la temperatura ambiente del aire durante el curado del recubrimiento; si la temperatura del hormigón es menor que la del punto de rocío del aire

circundante la humedad se condensará en la superficie; y

- La capacidad del material para desplazar humedad de la superficie.

7.4.1 – El ensayo cualitativo para determinar la humedad del hormigón liviano, realizado de acuerdo con las recomendaciones del Comité ACI 503, puede resultar útil para algunas barreras. El contenido de humedad se considera excesivo si se acumula humedad en la línea de adherencia entre el hormigón y el material de la barrera antes que la barrera se haya curado. Esto se evalúa utilizando cinta para adherir una lámina de polietileno transparente de 4 × 4 ft (1,2 × 1,2 m) a la superficie de hormigón y determinando el tiempo requerido para que se acumule humedad en el lado inferior de la lámina. El tiempo necesario para que se acumule humedad se debe comparar con el tiempo de curado requerido para la barrera – valor que debe ser proporcionado por el fabricante del material. Si el tiempo de curado es menor que el tiempo necesario para que se acumule humedad, se puede concluir que el hormigón está adecuadamente seco. Además, durante el ensayo las condiciones ambientales tales como la luz solar, la temperatura y la humedad deben simular tanto como sea posible las condiciones que existirán durante la aplicación y el curado de la barrera.

7.5 – Influencia de las condiciones ambientales sobre la adherencia

En las superficies de hormigón expuestas a los rayos solares se logra mejor adherencia entre la superficie del hormigón y el material de la barrera cuando el material se aplica por la tarde. Luego de una exposición a los rayos solares y al aire durante un mínimo de 6 horas la humedad superficial será menor. Un beneficio secundario que se logra aplicando el material de la barrera por la tarde es que la superficie en general habrá alcanzado su temperatura máxima, de manera que no habrá más expansión del aire en los poros del hormigón ni pérdida de gases. Esto eliminará la tendencia que tiene el aire al expandirse de formar ampollas en el material de la barrera durante el curado.

7.6 – Encapsulamiento del hormigón

El encapsulamiento del hormigón es un problema especial que puede ocurrir cuando una losa de hormigón construida directamente sobre el terreno tiene una barrera de vapor en su lado inferior y luego se cubre en su parte superior con una barrera. Es posible que quede agua atrapada en el hormigón, haciendo que sea más susceptible a los daños que provocan los ciclos de

congelamiento y deshielo. Además, si el hormigón es encapsulado durante un día relativamente fresco y luego es expuesto a temperaturas ambiente más elevadas, el aumento de la presión de vapor del agua atrapada podría provocar pérdida de adherencia del material de la barrera. Este problema se puede minimizar utilizando una barrera que "respire".

CAPÍTULO 8 – REFERENCIAS

8.1 – Normas e informes de referencia

El siguiente es un listado de los documentos referenciados en el presente informe.

116R	Cement and Concrete Terminology	308.1	Standard Practice for Curing Concrete
201.1R	Guide for Making a Condition Survey of Concrete in Service	309R	Guide for Consolidation of Concrete
207.1R	Mass Concrete	311.1R	ACI Manual of Concrete Inspection
207.2R	Effect of Restraint, Volume Change, and Reinforcement on Cracking of Mass Concrete	318/318R	Building Code Requirements for Structural Concrete, and Commentary
210R	Erosion of Concrete in Hydraulic Structures	325.9R	Recommendations for Construction of Concrete Pavements and Concrete Bases
211.1	Standard Practice for Selecting Proportions for Normal, Heavyweight, and Mass Concrete	330R	Guide for the Design and Construction of Concrete Parking Lots
212.3R	Chemical Admixtures for Concrete	332R	Guide to Residential Cast-in-Place Concrete Construction
216R	Guide for Determining the Fire Endurance of Concrete Elements	345R	Standard Practice for Concrete Highway Bridge Deck Construction
221R	Guide for Use of Normal Weight Aggregates in Concrete	345.1R	Routine Maintenance of Concrete Bridges
222R	Corrosion of Metals in Concrete	357. 1R	State-of-the-Art Report on Offshore Concrete Structures for the Arctic
224R	Control of Cracking in Concrete Structures	503R	Use of Epoxy Compounds with Concrete
224.1R	Causes, Evaluation, and Repair of Cracks in Concrete Structures	503.2	Standard Specification for Bonding Plastic Concrete to Hardened Concrete with a Multi-Component Epoxy Adhesive
232.2R	Use of Fly Ash in Concrete	504R	Guide to Sealing Joints in Concrete Structures
233R	Ground Granulated Blast-Furnace Slag as a Cementitious Component in Concrete	506R	Guide to Shotcrete
234R	Guide for the Use of Silica Fume in Concrete	515. 1R	Guide to the Use of Waterproofing, Damp-proofing, Protective, and Decorative Barrier Systems for Concrete
302. 1R	Guide for Concrete Boor and Slab Construction	546.1R	Guide for Repair of Concrete Bridge Super-structures
304R	Guide for Measuring, Mixing, Transporting, and Placing Concrete	C 33	Specification for Concrete Aggregates
305R	Hot Weather Concreting	C 88	Test Method for Soundness of Aggregates by Use of Sodium Sulfate or Magnesium Sulfate
306R	Cold Weather Concreting	C 94	Specification for Ready-Mixed Concrete
306.1	Standard Specifications for Cold Weather Concreting	C 114	Test Methods for Chemical Analysis of Hydraulic Cement
		C 138	Test Method for Unit Weight, Yield, and Air Content (Gravimetric) of Concrete
		C 150	Specification for Portland Cement
		C 173	Test Method for Air Content of Freshly Mixed Concrete by the Volumetric Method
		C 227	Test Method for Potential Alkali Reactivity of Cement-Aggregate Combinations (Mortar Bar Method)
		C 231	Test Method for Air Content of Freshly Mixed Concrete by the Pressure Method
		C 260	Specification for Air-Entraining Admixtures

- for Concrete
- C 289 Test Method for Potential Reactivity of Aggregates (Chemical Method)
- C 295 Guide for Petrographic Examination of Aggregates for Concrete
- C 309 Specification for Liquid Membrane-Forming Compounds for Curing Concrete
- C 330 Specification for Lightweight Aggregates for Structural Concrete
- C 342 Test Method for Potential Volume Change of Cement-Aggregate Combinations
- C 441 Test Method for Effectiveness of Mineral Admixtures or Ground Blast-Furnace Slag in Preventing Excessive Expansion of Concrete Due to the Alkali-Silica Reaction
- C 452 Test Method for Potential Expansion of Portland Cement Mortars Exposed to Sulfate,
- C 457 Test Method for Microscopic Determination of Parameters of the Air-Void System in Hardened Concrete
- C 494 Specification for Chemical Admixtures for Concrete
- C 586 Test Method for Potential Alkali Reactivity of Carbonate Rocks for Concrete Aggregates (Rock-Cylinder Method)
- C 595 Specification for Blended Hydraulic Cements
- C 618 Specification for Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozzolan for Use as a Mineral Admixture in Portland Cement Concrete
- C 666 Test Method for Resistance of Concrete to Rapid Freezing and Thawing
- C 671 Test Method for Critical Dilation of Concrete Specimens Subjected to Freezing
- C 672 Test Method for Scaling Resistance of Concrete Surfaces Exposed to Deicing Chemicals
- C 682 Practice for Evaluation of Frost Resistance of Coarse Aggregates in Air-Entrained Concrete by Critical Dilation Procedures
- C 779 Test Method for Abrasion Resistance of Horizontal Concrete Surfaces
- C 823 Practice for Examination and Sampling of Hardened Concrete in Constructions
- C 881 Specification for Epoxy-Resin-Base Bonding Systems for Concrete
- C 989 Specification for Ground Granulated Blast-Furnace Slag for Use in Concrete and Mortars
- C 1012 Test Method for Length Change of Hydraulic-Cement Mortars Exposed to a Sulfate Solution
- C 1017 Specification for Chemical Admixtures for Use in Producing Flowing Concrete
- C 1059 Specification for Latex Agents for Bonding Fresh to Hardened Concrete
- C 1105 Test Method for Length Change of Concrete Due to Alkali Carbonate Rock Reaction
- C 1138 Test Method for Abrasion of Concrete (Under-water Method)
- C 1157 Performance Specification for Blended Hydraulic Cement
- C 1240 Specification for Silica Fume for Use in Hydraulic-Cement Concrete and Mortar
- CSA A23.2-14A Test for Alkali-Aggregate Reaction

Estas publicaciones se pueden obtener de las siguientes organizaciones:

American Concrete Institute
P.O. Box 9094
Farmington Hills, Mich. 48333-9094

ASTM
100 Barr Harbor Drive
West Conshohocken, PA 19428

Canadian Standards Association
178 Rexdale Blvd.
Etobicoke (Toronto), Ont.
M9W 1R3
Canada

8.2 – Referencias citadas

Abraham, T. J. y Sloan, R. C., 1979, "Analysis and Repair of Cracking in TVA's Fontana Dam Caused by Temperature and Concrete Growth," International Congress on Large Dams, New Delhi, International Committee on Large Dams, Paris, V. 2, pp. 1-24.

Acker, P., Foucier, C. y Malier, Y., 1986, "Temperature-Related Mechanical Effects in Concrete Elements and Optimization of the Manufacturing

Process,” SP-95, J. F. Young, ed., American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., pp. 33-47.

Arni, H. T., 1966, “Resistance to Weathering-Hardened Concrete, Significance of Tests and Properties of Concrete and Concrete-Making Materials,” STP-169A, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, Pa., pp. 261-274.

Bakker, R., 1980, “On the Cause of Increased Resistance of Concrete Made from Blast Furnace Cement to the Alkali-Silica Reaction and to Sulfate Corrosion,” tesis, RWTH, Aachen, 118 pp. (traducido del alemán al inglés)

Bastiensen, R., Mourn, J. y Rosenquist, I., 1957, “Some Investigations of Alum Slate in Construction” (Bidragfil Belysning av visse Bygningstekniske Problemer ved Osloomradets Alunskifere), No. 22, Norwegian Geotechnical Institute, Oslo, 69 pp. (en Noruego)

Bellport, B. P., 1968, “Combating Sulphate Attack on Concrete on Bureau of Reclamation Projects,” University of Toronto Press, pp. 77-92.

Berke, N. S., 1985, “Effects of Calcium Nitrite and Mix Design on the Corrosion Resistance of Steel in Concrete (Part 1),” NACE Corrosion/85, Paper No. 273, National Association of Corrosion Engineers, Houston, Tex.

Berke, N. S., 1987, “Effect of Calcium Nitrite and Mix Design on the Corrosion Resistance of Steel in Concrete (Part 2, Long-Term),” NACE Corrosion/87, Paper No. 132, National Association of Corrosion Engineers, Houston, Tex.

Berke, N. S. y Roberts, L. R., 1989. “Use of Concrete Admixtures to Provide Long-Term Durability from Steel Corrosion,” SP-119, V. M. Malhotra, ed., American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., pp. 383-403.

Berke, N. S. y Rosenberg, A., 1989, “Technical Review of Calcium Nitrite Corrosion Inhibitor in Concrete,” Transportation Research Board, Washington, D.C., 18 pp.

Bessey, G. E. y Lea, F. M., 1953, “The Distribution of Sulphates in Clay Soils and Ground Waters.” Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Parte 1, pp. 159.

Biczok, I., 1972, “Concrete Corrosion-Concrete Protection,” 8º Edición, Akademiai Kiado, Budapest, 545 pp.

Bisque, R. E. y Lemish, J., 1960a, “Silicification of Carbonate Aggregates in Concrete,” HRB Bulletin No. 239, Highway (Transportation) Research Board, pp. 41-55

Bisque, R. E. y Lemish, J., 1960b, “Effect of Illitic Clay on the Chemical Stability of Carbonate Aggregates,” HRB Bulletin No. 275, Highway (Transportation) Research Board, pp. 32-38.

Brown, L. S., 1955, “Some Observations on the Mechanics of Alkali-Aggregate Reaction,” ASTM Bulletin No. 205, ASTM, West Conshohocken, Pa., pp. 40.

Browne, F. P. y Cady, P. D., 1975, “Deicer Scaling Mechanisms in Concrete,” SP-47, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., pp. 101-119.

Browne, R. D., 1980, “Mechanisms of Corrosion of Steel in Concrete in Relation to Design, Inspection, and Repair of Offshore and Coastal Structures,” SP-65, V. M. Malhotra, ed., American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., pp. 169-204.

Buck, A. D. y Dolch, W. L., 1976, “Investigation of a Reaction Involving Nondolomitic Limestone Aggregate in Concrete,” *ACI Journal*, V. 63, No. 7, Julio, pp. 755-766.

Buck, A. D. y Mather, K., 1969, “Concrete Cores from Dry Dock No. 2, Charleston Naval Shipyard, S.C.,” No. C-69-6, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss., 59 pp.

Buth, E. y Ledbetter, W. B., 1970, “Influence of the Degree of Saturation of Coarse Aggregate on the Resistance of Structural Lightweight Concrete to Freezing and Thawing,” HRB Bulletin No. 328, Highway (Transportation) Research Board, pp. 1-13.

California Department of Transportation, 1978, “Test for Freeze-Thaw Resistance of Aggregates in Air-Entrained Concrete (Powers Procedure),” California Test 528.

Callahan, J. P., Lott, J. L. y Kesler, C. E., 1970, “Bridge Deck Deterioration and Crack Control,” ASCE, V. 96, ST10, pp. 2021-2036.

Chaiken, B. y Halstead, W. J., 1960, “Correlation between Chemical and Mortar Bar Test for Potential Alkali Re-activity of Concrete Aggregate,” HRB Bulletin No. 239, Highway (Transportation) Research Board, pp. 24-40.

Chatterji, S., 1978, “Accelerated Method for the Detection of Alkali-Aggregate Reactivities of

Aggregates,” *Cement and Concrete Research*, V. 8, No. 5, Sept., pp. 647-650.

Chung, H. W., 1975, “Epoxy-Repaired Reinforced Concrete Beams,” *ACI Journal*, V. 72, No. 5, Mayo, pp. 233-234.

Clear, K. C., 1974, “Evaluation of Portland Cement Concrete for Permanent Bridge Deck Repair,” *Report No. FHWA-RD-74-5*, Federal Highway Administration, Washington, D.C., Feb.

Clear, K. C., 1976, “Time-to-Corrosion of Reinforcing Steel in Concrete Slabs, V. 3: Performance After 830 Daily Salt Applications,” *Report No. FHWA-RD-76-70*, Federal Highway Administration, Washington, D.C.

Clear, K. C., y Hay, R. E., 1973, “Time-to-Corrosion of Reinforcing Steel in Concrete Slabs, V. 1: Effect of Mix Design and Construction Parameters,” *Report No. FHWA-RD-73-32*, Federal Highway Administration, Washington, D.C.

Clifton, J. R., Beeghly, H. F. y Mathey, R. G., 1974, “Nonmetallic Coatings for Concrete Reinforcing Bars,” *Report No. FHWA-RD-74-18*, National Bureau of Standards for Federal Highway Administration, Washington, D.C.

Collins, A. R., 1944, “Destruction of Concrete by Frost,” *Journal of the Institute of Civil Engineers (London)*, Paper No. 5412, pp. 29-41.

Coombes, L. H., Cole, R. D. y Clarke, R. M., 1975, “Remedial Measures to Val-de-la-Mare Dam, Jersey, Channel Islands,” *BNCOLD Symposium*, Newcastle-upon-Tyne, England.

Coombes, L. H., 1976, “Val-de-la-Mare Dam, Jersey, Channel Islands,” A. B. Poole, ed., *Cement and Concrete Association*, Wexham Springs, pp. 357-370.

Cordon, W. A., 1966, “Freezing and Thawing of Concrete-Mechanisms and Control,” *Monograph No. 3*, American Concrete Institute/Iowa State University Press, Farmington Hills, Mich., 99 pp.

Corps of Engineers, 1985, EM 1110-2-2000, U.S. Army Corps of Engineers, Washington, D.C.

Dahir, S. H., 1981, “Relative Resistance of Rained-On Concrete Pavements to Abrasion, Skidding, and Scaling,” *Cement, Concrete, and Aggregates*, ASTM, V. 3, No. 1, Verano, pp. 13-20.

DePuy, G. W., 1994, “Chemical Resistance of Concrete,” *STP 169C ASTM*, pp. 263-281.

Diamond, S., 1975, “A Review of Alkali-Silica Reaction and Expansion Mechanisms: I. Alkalies in

Cements and in Concrete Pore Solutions,” *Cement and Concrete Research*, V. 5, No. 4, Julio, pp. 329-346.

Diamond, S., 1976, “A Review of Alkali-Silica Reaction and Expansion Mechanisms: 2. Reactive Aggregates,” *Cement and Concrete Research*, V. 6, No. 4, Julio, pp. 549-560.

Diamond, S., ed., 1978, 4th International Conference on Effects of Alkalies in Cement and Concrete, Publication No. CE-MAT-I-78, School of Civil Engineering, Purdue University, West Lafayette, Ind., 376 pp.

Diamond, S., 1998, “Concrete Porosity Revisited,” M. Cohen, S. Mindess, and J. P. Skalny, eds., *American Ceramic Society*, Westerville, Ohio, pp. 3-23.

Diamond, S., y Lee, R. J., 1999, “Microstructural Alterations Associated with Sulfate Attack in Permeable Concretes,” J. Marchand and J. Skalny, eds., *American Ceramic Society*, Westerville, Ohio, pp. 123-173.

Dikeou, J. T., 1975, “Fly Ash Increases Resistance of Concrete to Sulfate Attack,” *Research Report No. 23*, U.S. Bureau of Reclamation, Denver, Colo., 17 pp.

Danish National Institute of Building Research, 1956-1965, Committee on Alkali Reactions in Concrete, A1, 1957; B1, 1958; B2, 1958; B3, 1958; D1, 1957; D2, 1958; E1, 1959; F1,2,3, 1958; H1, 1958; I1, 1958; I2, 1966; I3, 1967; K1, 1960; K2, 1958; L1, 1957; M1, 1958; N1, 1956; N2, 1961; N3, 1961; N4, 1964; N5, 1964; N6, 1964, Danish National Institute of Building Research and the Academy of Technical Sciences, Copenhagen.

Dolar-Mantuani, L., 1964, “Expansion of Gull River Carbonate Rocks in Sodium Hydroxide,” *HRB Research Record No. 45*, Highway (Transportation) Research Board, pp. 178-195.

Dolar-Mantuani, L., 1969, “Alkali-Silica Reactive Rocks in the Canadian Shield,” *HRB Bulletin No. 268*, Highway (Transportation) Research Board, pp. 99-117.

Dolar-Mantuani, L., 1971, “Late Expansion of Alkali-Reactive Carbonate Rocks,” *HRB Bulletin No. 353*, Highway (Transportation) Research Board, pp. 1-14.

Duncan, M. A. G., Swenson, E. G., Gillott, J. E. y Foran, M. R., 1973a, “Alkali-Aggregate Reaction in Nova Scotia: I. Summary of a Five Year Study,” *Cement and Concrete Research*, V. 3, No. 1, Enero, pp. 55-69.

Duncan, M. A. G., Swenson, E. G. y Gillott, J. E., 1973b, “Alkali-Aggregate Reaction in Nova Scotia: III.

Laboratory Studies of Volume Change,” *Cement and Concrete Research*, V. 3, No. 3, Mayo, pp. 233-245.

Dunn, J. R. y Hudec, P. P., 1965, “Influence of Clays on Water and Ice in Rock Pores,” RR65-5, New York State Department of Public Works.

Dunstan, E. R., Jr., 1976, “Performance of Lignite and Subbituminous Flyash in Concrete – A Progress Report,” REC-ERC-76-1, U.S. Bureau of Reclamation, Denver, Colorado, 23 pp.

Erlin, B., 1966, “Methods Used in Petrographic Studies of Concrete,” STP-395, ASTM, West Conshohocken, Pa., pp. 3-17.

Erlin, B., y Hime, W. G., 1976, “Role of Calcium Chloride in Concrete,” *Concrete Construction*, V. 21, No. 2, Feb., pp. 57-61.

Erlin, B., y Woods, H., 1978, “Corrosion of Embedded Materials Other than Reinforcing Steel,” en *Significance of tests and properties of concrete and concrete making materials*, STP-169B, ASTM, West Conshohocken, Pa.

Federal Highway Administration, 1975a, “Bridge Deck Protective Systems, Membranes, Polymer Concrete and Dense Portland Cement Concrete,” Technical Advisory No. 12, Notice N5080.23, Washington, D.C.

Federal Highway Administration, 1975b, “Coated Reinforcing Steel,” NEEP Project No. 18, Report No. FHWA Notice N5080.33, Washington, D.C.

Federal Highway Administration, 1975c, “AASHTO-FHWA Special Products Evaluation List (SPEL),” Report No. FHWA-RD-76-41, Washington, D.C.

Federal Highway Administration, 1976, “Use of Galvanized Rebars in Bridge Decks,” Publication No. 5, 140.10, Washington, D.C.

Feldman, R. F. y Sereda, P. J., 1961, “Characteristics of Sorption and Expansion Isotherms of Reactive Limestone Aggregate,” *ACI Journal*, V. 58, No. 2, Agosto, pp. 203-214.

Felt, E. J., 1960, “Repair of Concrete Pavement,” *ACI Journal*, V. 57, No. 2, Agosto, pp. 139-153.

Folliard, K. J. y Sandberg, P., 1994, “Mechanisms of Concrete Deterioration by Sodium Sulfate Crystallization,” *Proceedings*, Third International ACI/CANMET Conference, SP-145, V. M. Malhotra, ed., pp. 933-945.

French, W. J. y Poole, A. B., 1976, “Alkali Aggressive Reactions and the Middle East,” *Concrete* V. 10, No. 1, pp. 18-20.

Gaynor, R. D., 1985, “Understanding Chloride Percentages,” *Concrete International: Design and Construction*, V. 7, No. 9, Sept., pp. 26-27.

Gibson, W. E., 1938, “Study of Map Cracking in Sand Gravel Concrete Pavements,” *Proceedings*, Highway (Transportation) Research Board, V. 18, Part 1, pp. 227-237.

Gillott, J. E., 1963a, “Cell Test Method for Study of Alkali-Carbonate Rock Reactivity,” *Proceedings*, ASTM, West Conshohocken, Pa., V. 63, pp. 1195-1206.

Gillott, J. E., 1963b, “Mechanism and Kinetics of the Alkali-Carbonate Rock Reaction,” *Canadian Journal of Earth Sciences* (Ottawa), V. 1, pp. 121-145.

Gillott, J. E. y Swenson, E. G., 1969, “Mechanism of the Alkali-Carbonate Reaction,” *Quarterly Journal of Engineering Geology*, V. 2, pp. 7-23.

Gogte, B. S., 1973, “Evaluation of Some Common Indian Rocks with Special Reference to Alkali-Aggregate Reactions,” *Engineering Geology*, No. 7, Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam, pp. 135-153.

Grattan-Bellew, P. E., ed., 1987, “Concrete Alkali-Aggregate Reactions,” *Proceedings 7th International Conference*, Ottawa, Noyes Publications, Park Ridge, NH, 509 pp.

Griffin, D. F., 1969, “Effectiveness of Zinc Coating on Reinforcing Steel in Concrete Exposed to a Marine Environment,” *Technical Note* No. N-1032, U.S. Naval Civil Engineering Laboratory, Port Hueneme, Julio, 42 pp. También 1º Suplemento, Junio 1970, y 2º Suplemento, Junio, 1971.

Hadley, D. W., 1964, “Alkali Reactivity of Dolomitic Carbonate Rocks,” *Highway Research Record* No. 45, Highway (Transportation) Research Board, pp. 1-20.

Hadley, D. W., 1968, “Field and Laboratory Studies on the Reactivity of Sand-Gravel Aggregates,” *Journal of the PCA Research and Development Laboratories*, V. 10, No. 1, Jan., pp. 17-33.

Hagerman, T., y Roosaar, H., 1955, “Damage to Concrete Caused by Sulfide Minerals,” (Stockholm), V. 40, No. 2, pp. 151-161.

Halldorsson, O. P., ed., 1975, , Building Research Institute, Keldnaholt, Reykjavik, 270 pp.

Hamilton, J. J. y Handegord, G. O., 1968, “The Performance of Ordinary Portland Cement Concrete in Prairie Soils of High Sulphate Content,” *Proceedings*,

Thorvaldson Symposium, University of Toronto Press, Toronto, pp. 135-158.

Hansen, W. C., 1944, "Studies Relating to the Mechanism by Which the Alkali-Aggregate Reaction Produces Expansion in Concrete," *ACI Journal*, V. 40, No. 3, Enero, pp. 213-228.

Hansen, W. C., 1963, "Crystal Growth as a Source of Expansion in Portland-Cement Concrete," *Proceedings*, ASTM, West Conshohocken, Pa., V. 63, pp. 932-945.

Hansen, W. C., 1964, "Anhydrous Minerals and Organic Materials as Sources of Distress in Concrete," Highway Research Record No. 43, Highway (Transportation) Research Board, pp. 1-7.

Harboe, E. M., 1982, "Longtime Studies and Field Experience with Sulfate Attack," *Sulfate Resistance of Concrete*, SP-77, American Concrete Institute, pp. 1-20.

Harman, J. W., Jr., Cady, P. D. y Boiling, N. B., 1970, "Slow-Cooling Test for Frost Susceptibility of Pennsylvania Aggregates," Highway Research Record No. 328, Highway (Transportation) Research Board, pp. 26-37.

Haynes, H., y O'Neill, R., 1994, "Deterioration of Concrete from Salt Crystallization," *Proceedings*, Third CANMET/ACI International Conference on Durability of Concrete, K. H. Khayat and P.-C. Aitcin, eds., pp. 207-222.

Haynes H. H., O'Neill, R. y Mehta, P. K., 1996, "Concrete Deterioration from Physical Attack by Salts," *Concrete International*, V. 18, No. 1, Enero, pp. 63-68.

Hearn, N.; Hooton, R. D. y Mills, R. H., 1994, "Pore Structure and Permeability," *Tests and Properties of Concrete*, ASTM C 169, pp. 240-262.

Hearn, N., y Young, J. F., 1999, "W/C Ratio, Porosity and Sulfate Attack – A Review," J. March and J. Skalny, eds., The American Ceramic Society, Westerville, Ohio, pp. 189-205.

Helmuth, R. A., 1960a, "Capillary Size Restrictions on Ice Formation in Hardened Portland Cement Pastes," *Proceedings*, Fourth International Symposium on the Chemistry on Cement, Monograph No. 43, National Bureau of Standards, Washington, D.C., V. 2, pp. 855-869.

Helmuth, R. A., 1960b, "Frost Action in Concrete" de Paul Nerenst, *Proceedings*, Fourth International Symposium on the Chemistry of Cement, Monograph No. 43, National Bureau of Standards, Washington, D.C., V. 2, pp. 829-833.

Helmuth, R. A., 1961, "Dimensional Changes of Hardened Portland Cement Pastes Caused by Temperature Changes," *Proceedings*, Highway (Transportation) Research Board, V. 40, pp. 315-336.

Hewlett, P. C., 1998, "Lea's Chemistry of Cement and Concrete," 4^o Edición, John Wiley & Sons, Inc., New York, pp. 1053.

Hill, G. A., Spellman, D. L. y Stratfull, R. F., 1976, "Laboratory Corrosion Tests of Galvanized Steel in Concrete," Transportation Research Record No. 604, pp. 25-37.

Hiltrop, C. L. y Lemish, J., 1960, "Relationship of Pore-Size Distribution and Other Rock Properties to Serviceability of Some Concrete Aggregates," Bulletin No. 239, Highway (Transportation) Research Board, pp. 1-23.

Hinds, J. y Tuthill, L. H., 1941, "Cracking in Concrete Due to Expansive Reaction between Aggregate and High Alkali Cement as Evidenced in Parker Dam," by H. S. Meissner, *ACI Journal*, V. 37, No. 5, Abril, pp. 568-1 through 568-3.

Holm, J., 1987, "Comparison of the Corrosion Potential of Calcium Chloride and a Calcium Nitrite-Based Non-Chloride Accelerator – A Macro-Cell Corrosion Approach," *Corrosion, Comparison of the Corrosion Potential*, SP-102, F. W. Gibson, ed., American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., pp. 35-48.

Honig, A., 1984, "Radiometric Determination of the Density of Fresh Shielding Concrete In Situ," SP-82, V. M. Malhotra, ed., American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., pp. 603-618.

Hurst, W. D., 1968, "Experience in the Winnipeg Area with Sulphate-Resisting Cement Concrete," *Proceedings*, Thorvaldson Symposium, University of Toronto Press, Toronto, pp. 125-134.

Idorn, G. M. y Rostam, S., eds., 1983, *Proceedings*, 6th International Conference on Alkalis in Concrete, Research and Practice, Dansk Betonforening, Vester Farimagsgade 31, DK-1606 Copenhagen, Dinamarca, 532 pp.

Idorn, G. M. y Roy, D. M., 1986, "Opportunities with Alkalies in Concrete Testing, Research, and Engineering Practice," STP-930, ASTM, West Conshohocken, Pa., pp. 5-15.

Jackson, F. H., 1946, "Durability of Concrete in Service," *ACI Journal*, V. 43, No. 2, Oct., pp. 165-180.

- Kalousek, G. L., Porter, L. C. y Benton, E. J., 1972, "Concrete for Long-Time Service in Sulfate Environment," *Cement and Concrete Research*, V. 2, No. 1, Enero, pp. 79-89.
- Kalousek, G. L.; Porter, L. C. y Habroe, E. J., 1976, "Past, Present, and Potential Developments of Sulphate-Resisting Concretes," , pp 347-354.
- Kammer, H. A., y Carlson, R. W., 1941, "Investigation of Causes of Delayed Expansion of Concrete in Buck Hydroelectric Plant," *ACI Journal*, V. 37, No. 6, Junio, pp. 665-671.
- Kauer, J. A., y Freeman, R. L., 1955, "Effect of Carbon Dioxide on Fresh Concrete," *ACI Journal*, V. 52, No. 4, Dic., pp. 447-454. Ver también Discusión, pp. 1299-1304.
- Kettle, R., y Sadegzadeh, M., 1987, "Influence of Construction Procedures on Abrasion Resistance," *Proceedings of the Katharine and Bryant Mather International Conference*, SP-100, J. M. Scanlon, ed., American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., pp. 1385-1410.
- Keyser, J. H., 1971, "Resistance of Various Types of Bituminous Concrete and Cement Concrete to Wear by Studded Tires," *Highway Research Record* No. 352, Highway (Transportation) Research Board, pp. 16-31.
- Klieger, P., 1956, "Curing Requirements for Scale Resistance of Concrete," *Bulletin* No. 150, Highway (Transportation) Research Board, Enero.
- Klieger, P., ed., 1982, *George Verbeck Symposium on Sulfate Resistance of Concrete*, SP-77, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 94 pp.
- Klieger, P. y Hanson, J. A., 1961, "Freezing and Thawing Tests of Lightweight Aggregate Concrete," *ACI Journal*, V. 57, No. 7, Enero., pp. 779-796.
- Krukar, M. y Cook, J. C., 1973, "Effect of Studded Tires on Various Pavements and Surfaces," *Highway Research Record* No. 477, Highway (Transportation) Research Board, pp. 4-8.
- Kukacka, L. E., et al., 1974, "Concrete-Polymer Materials for Highway Applications: Progress Report No. 3," *Report* No. FHWA-RD-74-17, Federal Highway Administration, Washington, D.C.
- Kummer, H. W. y Meyer, W. E., 1967, "Tentative Skid-Resistance Requirements for Main Rural Highways," *NCHRP Report* No. 37, Highway (Transportation) Research Board, 80 pp.
- Lea, F. M., 1971, "The Chemistry of Cement and Concrete," 1st American Edition, Chemical Publishing Co., New York, pp. 727.
- Ledbetter, W. B., 1973, "Synthetic Aggregates from Clay and Shale: A Recommended Criteria for Evaluation," *NCHRP Report* No. 430, Highway (Transportation) Research Board, pp. 9-15.
- Lemish, J. y Moore, W. J., 1964, "Carbonate Aggregate Reactions: Recent Studies and an Approach to the Problem," *Report* No. 45, Highway (Transportation) Research Board, pp. 57-71.
- Lenzer, D., 1981, "Untersochonzen Zur Alkalischlag Reaktion mit Opalsandstein aus Schleswig-Holsten," *Disertación RWTH, Aachen*, pp. 125.
- Lerch, W., 1959, "Cement-Aggregate Reaction that Occurs with Certain Sand-Gravel Aggregates," *Journal of the PCA Research and Development Laboratories*, V. 1, No. 3, Sept., pp. 42-50.
- Lewis, D. W., 1956, "Deterioration of Structural Concrete in Indiana," *Report* No. 88, Engineering Reprint No. 88, Engineering Experiment Station, Purdue University, West Lafayette, Ind., 97 pp.
- Litvan, G. G., 1972, "Phase Transitions of Adsorbates; IV, Mechanism of Frost Action in Hardened Cement Paste," *Journal of the American Ceramic Society*, V. 55, No. 1, pp. 38-42.
- Litvan, G. G., 1975, "Phase Transitions of Adsorbates: VI, Effect of Deicing Agents on the Freezing of Cement Paste," *Journal of the American Ceramic Society*, V. 58, No. 1-2, pp. 26-30.
- Litvan, G. G., 1976, "Frost Action in Cement in the Presence of Deicers," *Cement and Concrete Research*, V. 6, No. 3, pp. 351-356.
- Lossing, F. A., 1966, "Sulfate Attack on Concrete Pavements in Mississippi," *Highway Research Record* No. 113, Highway (Transportation) Research Board, pp. 88-102.
- Lovell, C. E., 1928, "Heavy Duty Concrete Floors," *ACI Journal*, V. 24, pp. 454-465.
- Ludwig, U., 1980, "Durability of Cement Mortars and Concretes," STP-691, ASTM, West Conshohocken, Pa., pp. 269-281.
- Luke, W. L., 1964, "Alkali-Carbonate Reaction in Concrete from Chickamauga Dam Powerhouse," *ASTM*, West Conshohocken, Pa., V. 64, pp. 887-902.
- Manns, W. y Eichler, W. R., 1982, "Corrosion Promoting Action of Concrete Admixtures Containing

Thiocyanate,” *Betonwerk + Fertigteil-Technik* (Weisbaden), V. 48, No. 3., pp 154-162.

Marchand, J. y Skalny, J., eds., 1999, "Materials Science of Concrete – Special Volume: Sulfate Attack Mechanisms," American Ceramic Society, Westerville, Ohio, 1999, 371 pp.

Marusin, S. L. y Pfeifer, D. W., 1985, "Chloride Ion Penetration into Concrete Made with Various Admixtures," *Technology of Concrete when Pozzolans, Slags and Chemical Admixtures are Used*, Monterey, N.L., México.

Mather, B., 1948, "Petrographic Identification of Reactive Constituents in Concrete Aggregates," *Proceedings*, ASTM, West Conshohocken, Pa., V. 48, pp. 1120-1125.

Mather, B., 1966, "Effects of Seawater on Concrete," *Highway Research Record* No. 113, Highway (Transportation) Research Board, pp. 33-42.

Mather, B., 1968, "Field and Laboratory Studies of the Sulphate Resistance of Concrete," *Proceedings of the Thorvaldson Symposium*, University of Toronto Press, Toronto, pp. 66-76.

Mather, B., 1969, "Sulfate Soundness, Sulfate Attack, and Expansive Cement in Concrete," *Proceedings of the RILEM International Symposium on the Durability of Concrete*, Praga, 12 pp.

Mather, B., 1975, "New Concern Over Alkali-Aggregate Reaction," *Proceedings of the Symposium on Alkali-Aggregate Reaction*, Building Research Institute, Keldnoholt, Reykjavik, pp. 17-20.

Mather, B., 1981, "Blends of Cementitious Materials for Concrete to be Exposed to Seawater," *5º Simposio Internacional sobre Tecnología del Hormigón*, Universidad Autónoma de Nuevo Leon, Monterrey, N. L., México, pp. 289-310.

Mather, K., 1973, "Examination of Cores from Four Highway Bridges in Georgia," C-73-11, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss.

Mather, K., 1978a, "Petrographic Examination," *Significance of tests and properties of concrete and concrete making materials*, STP-169B, ASTM, West Conshohocken, Pa, pp. 132-145.

Mather, K., 1978b, "Tests and Evaluation of Portland and Blended Cements for Resistance to Sulfate Attack," STP-663, ASTM, West Conshohocken, Pa., pp. 74-86.

Mather, K., 1981, "Factors Affecting Sulfate Resistance of Mortars," *Proceedings of the 7th International Congress on the Chemistry of Cement*, Paris, V. IV, pp, 580-585.

Mather, K., 1982, "Current Research in Sulfate Resistance at the Waterways Experiment Station," *George Verbeck Symposium on Sulfate Resistance of Concrete*, SP-77, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., pp. 63-74.

Mather, B., 1992, "Calcium Chloride Type V Cement Concrete," *Proceedings*, G. M. Idorn International Symposium, SP-131, J. Holm and M. Geiker, eds., American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., pp. 169-178.

Mehta, P. IC, 1976, Discussion of "Combating Sulfate Attack in Corps of Engineers Concrete Construction," by Thomas J. Reading, *ACI Journal*, V. 73, No. 4, Abril, pp. 237-238.

Mehta, P. IC, 1981, "Sulfate Resistance of Blended Portland Cements Containing Pozzolans and Granulated Blast Furnace Slag," *5º Simposio Internacional sobre Tecnología del Hormigón*, Universidad Autónoma de Nuevo Leon, Monterrey, N. L., México, pp. 35-50.

Mehta, P. K, 1992, "Sulfate Attack on Concrete – A Critical Review," *Materials Science of Concrete III*, J. Skalny, ed., American Ceramic Society, Westerville Ohio, pp. 105-130

Meissner, H. S., 1941, "Cracking in Concrete Due to Expansive Reaction Between Aggregate and High Alkali Cement as Evidenced in Parker Dam," *ACI Journal, Proceedings* V. 37, No. 5, Abril, pp. 549-568.

Mielenz, R. C., 1958, "Petrographic Examination of Concrete Aggregate to Determine Potential Alkali-Reactivity," *Report* No. 18-C, Highway (Transportation) Research Board, pp. 29-38.

Mielenz, R. C., 1964, "Reactions of Aggregates Involving Solubility Oxidation, Sulfates or Sulfides," *Research Record* No. 43, Highway (Transportation) Research Board, pp. 8-18.

Mielenz, R. C., 1978, "Petrographic Examination," *The Significance of Tests and Properties of Concrete and Concrete-Making Materials*, STP-169B, ASTM, West Conshohocken, pp. 536-572.

Miesenhelder, P. D., 1960, "Effect of Design and Details on Concrete Deterioration," *ACI Journal*, V. 56, No. 7, Enero, pp. 581-590.

Missouri Highway Department, 1967a. "Effects of Reactive Carbonate Aggregates on the Durability of

Laboratory Concrete Specimens,” *Report No. 67-5*, Missouri Cooperative Highway Research Program.

Missouri Highway Department, 1967b, “Alkali Reactivity of Carbonate Rocks in Missouri,” *Report No. 76-6*, Missouri Cooperative Highway Research Program.

Mourn, J. y Rosenquist, I. T., 1959, “Sulfate Attack on Concrete in the Oslo Region,” *ACI Journal*, V. 56, No. 3, Sept., pp. 257-264.

Murphy, W. E., 1975, “Skidding Resistance of Concrete Pavements: A Review of Research, Development and Practice in the United Kingdom,” SP-51, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., pp. 231-256.

National Bureau of Standards, 1939, Report RP1252, Nov.

New Zealand Portland Cement Association, 1975, “Vacuum Concrete Dewatering,” IB001, Wellington.

Newlon, H., Jr., 1978, “Resistance to Weathering,” *The Significance of Tests and Properties of Concrete and Concrete-Making Materials*, STP-169B, ASTM, West Conshohocken, Pa., pp. 351-368.

Newlon, H. H., Jr.; Ozol, M. A. y Sherwood, W. C., 1972, “Potentially Reactive Carbonate Rocks,” *Progress Report No. 8*, Virginia Highway Research Council.

Newlon, H. H., Jr. y Sherwood, W. C., 1964, “Methods for Reducing Expansion of Concrete Caused by Alkali-Carbonate Rock Reactions,” *Research Record No. 45*, Highway (Transportation) Research Board, pp. 134-150.

Newlon, H. H., Jr.; Sherwood, W. C. y Ozol, M. A., 1972a, “Potentially Reactive Carbonate Rocks,” *Progress Report No. 5*, Virginia Highway Research Council.

Nmai, C. K. y Corbo, J. M., 1989, “Sodium Thiocyanate and the Corrosion Potential of Steel in Concrete and Mortar,” *Concrete International*, V. 11, No. 11, Nov., pp. 59-67.

Oberholster, R. E., ed., 1981, *Proceedings Fifth International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete*, National Building Research Institute, Pretoria.

Oberholster, R. E. y Davies, G., 1986, “Accelerated Method for Testing the Potential Reactivity of Siliceous Aggregates,” *Cement and Concrete Research* V. 16, No. 2, Mar., pp. 181-189.

Ozol, M. A. y Newlon, H. H., Jr., 1974, “Bridge Deck Deterioration Promoted by Alkali-Carbonate Reaction: A Documented Example,” *Transportation Research Record No. 525*, Transportation Research Board, pp. 55-63.

Patzias, T., 1991, “The Development of ASTM Method C 1012 with Recommended Acceptance Limits for Sulfate Resistance of Hydraulic Cements,” *Cement, Concrete, and Aggregates*, ASTM, V. 13, No. 1, Verano, pp. 50-57.

Pepper, L. y Mather, B., 1959, “Effectiveness of Mineral Admixtures in Preventing Excessive Expansion of Concrete Due to Alkali-Aggregate Reaction,” *Proceedings*, ASTM, West Conshohocken, Pa., V. 59, pp. 1178-1202.

Pfeifer, D. W.; Landgren, J. R. y Zoob, A., 1987, “Protective Systems for New Prestressed and Substructure Concrete,” *Report No. RD-86-193*, Federal Highway Administration, Washington, D.C.

Philleo, R. E., 1986, “Freezing and Thawing Resistance of High-Strength Concrete,” *NCHRP Synthesis No. 129*, Transportation Research Board, Washington, D.C., 31 pp.

Pickett, G., 1953, “Flow of Moisture in Hardened Cement During Freezing,” *Proceedings*, Highway Research Board, V. 32, pp. 276-284.

Portland Cement Association (PCA), 1968, “Effect of Various Substances on Concrete and Protective Treatments, Where Required,” No. ISO01T, Skokie, Ill.

Powers, T. C., 1945, “Working Hypothesis for Further Studies of Frost Resistance of Concrete,” *ACI Journal, Proceedings*, V. 41, No. 4, Feb., pp. 245-272.

Powers, T. C., 1954, “Void Spacing as a Basis for Producing Air-Entrained Concrete,” *ACI Journal*, V. 50, No. 9, Mayo, pp. 741-760.

Powers, T. C., 1955, “Basic Considerations Pertaining to Freezing and Thawing Tests,” *Proceedings*, ASTM, West Conshohocken, Pa., V. 55, pp. 1132-1155.

Powers, T. C., 1956, “Resistance of Concrete to Frost at Early Ages,” *Proceedings*, RILEM Symposium on Winter Concreting, Danish National Institute of Building Research, Copenhagen, Session C, pp. 1-50. También *Research Department Bulletin No. 71*, Portland Cement Association.

Powers, T. C., 1975, “Freezing Effects in Concrete,” *Durability of Concrete*, SP-47, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., pp. 1-11.

Powers, T. C. y Steinour, H. H., 1955, "Interpretation of Some Published Researches on the Alkali-Aggregate Reaction: Part 1, The Chemical Reactions and Mechanism of Expansion," *ACI Journal*, *Proceedings* V. 51, No. 6, Feb., pp. 497-516.

Preus, C. K., 1971, Discusión del trabajo "Resistance of Various Types of Bituminous Concrete and Cement Concrete to Wear By Studded Tires," de J. Hode Keyser, *Highway Research Record* No. 352, Highway (Transportation) Research Board, pp. 31-38.

Preus, C. K., 1973, "After Studs in Minnesota," *Highway Research Record* No. 477, Highway (Transportation) Research Board, pp. 11-15.

Price, G. C. y Peterson, R., 1968, "Experience with Concrete in Sulphate Environments in Western Canada," *Proceedings*, Thorvaldson Symposium, University of Toronto Press, Toronto, pp. 93-112.

Price, W. H., 1947, "Erosion of Concrete by Cavitation and Solids in Flowing Water," *ACI Journal*, *Proceedings* V. 43, No. 9, Mayo, pp. 1009-1023. Ver también Discusión, pp. 1024-1 to 1024-2.

Prior, M. E., 1966, "Abrasion Resistance-Hardened Concrete," STP-169A, ASTM, West Conshohocken, Pa., pp. 246-260.

Reading, T. J., 1975, "Combating Sulfate Attack in Corps of Engineers Concrete Construction," SP-47, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., pp. 343-366.

Reading, T. J., 1982, "Physical Aspects of Sodium Sulfate Attack on Concrete," SP-77, American Concrete Institute, pp. 75-79.

Regourd, M.; Hornain, H.; Levy, P. y Morturaux, B., 1980, "Resistance of Concrete to Physico-Chemical Attack," *Proceedings*, Seventh International Conference on the Chemistry of Cement, Paris.

Reinhardt, H. W., ed., 1997, "Penetration and Permeability of Concrete: Barriers to Organic and Contaminating Liquids," RILEM Report 16, E&FN Spon, London, 332 pp.

RILEM, 1962, "Durability of Concrete," RILEM Symposium, General Reports, (Paris), No. 14, Mar., 149 pp.

Rogers, C. A., 1986, "Evaluation of the Potential for Expansion and Cracking of Concrete Caused by the Alkali Carbonate Reaction," *Cement, Concrete and Aggregate*, ASTM, West Conshohocken, Pa., V. 8, No. 1, pp. 13-23.

Roy, D. M. e Idorn, G. M., 1982, "Hydration, Structure, and Properties of Blast-Furnace Slag Cements, Mortars, and Concrete," *ACI Journal Proceedings* V. 79, No. 6, Nov.-Dic., pp. 444-457.

Schaffer, R. J., 1932, "The Weathering of Natural Building Stones," *Special Report*, The Department of Scientific and Industrial Research, Building Research, pp. 48-139.

Scholer, C. H. y Smith, G. M., 1954, "Rapid Accelerated Test for Cement-Aggregate Reaction," *Proceedings*, ASTM, West Conshohocken, Pa., V. 54, pp. 1165-1177.

Schuman, L. y Tucker, J., Jr., 1939, "Portable Apparatus for Determining the Relative Wear Resistance of Concrete Floors," National Bureau of Standards, V. 23, No. 5, pp. 549-570.

Scripture, E. W., Jr.; Benedict, S. W. y Bryant, D. E., 1953, "Floor Aggregates," *ACI Journal*, *Proceedings* V. 50, No. 4, pp. 305-316. Ver también Discusión, pp. 316-1 a 316-5.

Sellevold, E. J. y Nilson, T., 1987, "Condensed Silica Fume in Concrete – A World View," *Supplementary Cementing Materials for Concrete*, SP-86-8E, CANMET, Energy Mines and Resources, Ottawa.

Sherwood, W. C. y Newlon, H. H., Jr., 1964, "Studies on the Mechanisms of Alkali-Carbonate Reaction, Part I. Chemical Reactions," *Highway Research Record* No. 45, Highway (Transportation) Research Board, pp. 41-56.

Skalny J.; Diamond S. y Lee, R.J., 1998, "Sulfate Attack, Interfaces and Concrete Deterioration", *Proceedings*, RILEM 2nd International Conference on The Interfacial Transition Zone in Cementitious Composites, A. Katz, A. Bentur, M. Alexander, and G. Arliguie, eds., NBRI Technion, Haifa, pp. 141-151.

Smith, F. L., 1956, "Effect of Various Surface Treatments Using Magnesium and Zinc Fluosilicate Crystals on Abrasion Resistance of Concrete Surface," *Concrete Laboratory Report* No. C-819, U.S. Bureau of Reclamation, Denver, Colo.

Smith, F. L., 1958, "Effect of Aggregate Quality on Resistance of Concrete to Abrasion," *Special Technical Publication* STP-205, ASTM, West Conshohocken, Pa., pp. 91-106.

Smith, P., 1964, "Learning to Live with a Reactive Carbonate Rock," *Highway Research Record* No. 45, Highway (Transportation) Research Board, pp. 126-133.

- Smith, P., 1974, "Fifteen Years of Living at Kingston with a Reactive Carbonate Rock," *Transportation Research Record* No. 525, Transportation Research Board, pp. 23-27.
- Smith, P. y Schonfeld, R., 1970, "Pavement Wear Due to Studded Tires and the Economic Consequences in Ontario," *Highway Research Record* No. 331, Highway (Transportation) Research Board, pp. 54-79.
- Smith, P. y Schonfeld, R., 1971, "Studies of Studded-Tire Damage and Performance in Ontario during the Winter of 1969-70," *Highway Research Record* No. 352, Highway (Transportation) Research Board, pp. 1-15.
- Smock, J. G., 1975, "Polymer Impregnation of New Concrete Bridge Deck Surface, Interim User's Manual of Procedures and Specifications," *Report* No. FHWA-RD-75-72, U.S., Bureau of Reclamation for the Federal Highway Administration, Washington, D.C., Junio.
- Soles, J. A., 1982, "Thermally Destructive Particles in Sound Dolomite Aggregate from an Ontario Quarry," *Cement, Concrete & Aggregates*, ASTM, West Conshohocken, Pa., V. 4, No. 2, Invierno, pp. 99-102.
- Stanton, T. E., 1940, "Expansion of Concrete Through Reaction Between Cement and Aggregate," *Proceedings*, ASCE, Reston, Va., V. 66, Dic., pp. 1781-1812.
- Stark, D., 1978, "Alkali-Silica Reactivity in the Rocky Mountain Region," *Proceedings*, 4th International Conference on Effects of Alkalies in Cement and Concrete, Purdue University, West Lafayette, Ind., pp. 235-243.
- Stark, D. y Bhatti, M. S. Y., 1986, "Alkali-Silica Reactivity: Effect of Alkali in Aggregate on Expansion," *Special Technical Publication*, STP-930, ASTM, West Conshohocken, Pa., pp. 16-30.
- Stark, D. y Perenchio, W., 1975, "Performance of Galvanized Reinforcement in Concrete Bridge Decks," *Final Report*, Portland Cement Association, Skokie, Ill.
- Stratton, F. W. y McCollum, B. F., 1974, "Repair of Hollow or Soft Areas in Bridge Deck by Rebonding with Injected Epoxy Resin or Other Polymer," *Report* No. TF 72-5, State Highway Commission of Kansas.
- Sturup, V.; Hooton, R.; Mukherjee, P. y Carmichael, T., 1987, "Evaluation and Prediction of Concrete Durability Ontario Hydro's Experience," *Concrete Durability*, Katharine and Bryant Mather International Conference, SP-100, J. M. Scanlon ed., American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., V. 2, pp. 1121-1154.
- Swenson, E. G., 1957, "Reactive Aggregate Undetected by ASTM Tests," *Bulletin* No. 226, Dic., pp. 48-50.
- Swenson, E. G., ed., 1968, *Proceedings*, Thorvaldson Symposium, University of Toronto Press, Toronto, 243 pp.
- Swenson, E. G. y Gillott, J. E., 1960, "Characteristics of Kingston Carbonate Rock Reaction," *Highway Research Board Bulletin* No. 275, Highway (Transportation) Research Board, pp. 18-31.
- Swenson, E. G. y Gillott, J. E., 1964, "Alkali-Carbonate Rock Reaction," *Highway Research Record* No. 45, Highway (Transportation) Research Board, pp. 21-40.
- Swenson, E. G. y Gillott, J. E., 1967, "Alkali Reactivity of Dolomitic Limestone Aggregate," (London), *Magazine of Concrete Research* V. 19, No. 59, Junio, pp. 95-104.
- Taylor, H. F. W., 1997, *Cement Chemistry*, 2ª Edición, Thomas Telford, Londres, 459 pp.
- Terzaghi, R. D., 1948, "Concrete Deterioration in a Shipway," *ACI Journal*, V. 44, No. 10, Junio, pp. 977-1005.
- Terzaghi, R. D., 1949, "Concrete Deterioration Due to Carbonic Acid," Boston Society of Civil Engineers, V. 36.
- Thornton, H. T., Jr., 1978, "Acid Attack of Concrete Caused by Sulfur Bacteria Action," *ACI Journal*, V. 75, No. 11, Nov., pp. 577-584.
- Thurmann, M. T., 1969, "Pavement Wear Caused by Studded Tires" (Piggdekkenes Slitasge pa Vegdekker), Norwegian State Highway Laboratory, Oslo.
- Transportation Research Board, 1958, "Chemical Reactions of Aggregates in Concrete," No. 31, Highway (Transportation) Research Board, pp. 1-12.
- Transportation Research Board, 1959, "Report on Cooperative Freezing and Thawing Tests of Concrete," No. 47, Highway (Transportation) Research Board, 67 pp.
- Transportation Research Board, 1975, "Effects of Studded Tires," *Publication* No. 32, Transportation Research Board, 1975, 46 pp.
- Tremper, B. y Spellman, D. L., 1961, "Tests for Freeze-Thaw Durability of Concrete Aggregates,"

Highway Research Board Bulletin No. 305, Highway (Transportation) Research Board, pp. 28-50.

Tuthill, L. H., 1960, "Conventional Methods of Repairing Concrete," *ACI Journal*, V. 57, No. 1, Julio, pp. 129-138.

Tuthill, L. H., 1978, "Resistance to Chemical Attack," *Special Technical Publication* STP-1698, ASTM, West Conshohocken, Pa., pp. 369-387.

Tutti, K., 1982, *Corrosion of Steel in Concrete*, Swedish Cement and Concrete Research Institute, Estocolmo.

USBR, 1975, *Concrete Manual*, 8th Edition, U.S. Bureau of Reclamation, Denver, Colo., 627 pp.

Van Daveer, J. R. y Sheret, G. D., 1975, "Concrete Cover Study," *Report* No. FHWA-DP-15, Federal Highway Administration, Washington, D.C.

Van Til, C. J.; Carr, B. J. y Vallerga, B. A., 1976, "Waterproof Membranes for Protection of Concrete Bridge Deck-Laboratory Phase," *NCHRP Report* No. 165, Transportation Research Board, 70 pp.

Vanden Bosch, V. D., 1980, "Performance of Mortar Specimens in Chemical and Accelerated Marine Exposure," *Special Publication* SP-65, V. M. Malhotra, ed., American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., pp. 487-507.

Verbeck, G. J., 1958, "Carbonation of Hydrated Portland Cement," *Special Technical Publication* STP-205, ASTM, West Conshohocken, Pa., pp. 17-36. Also, Research and Development Laboratories, Portland Cement Association, 37.

Verbeck, G. J., 1968, "Field and Laboratory Studies of the Sulphate Resistance of Concrete," *Performance of concrete resistance of concrete to sulfate and other environmental conditions*, Thorvaldson Symposium, University of Toronto Press, Toronto, pp. 113-124. También publicado como *PCA Research Department Bulletin* 227, Portland Cement Association, Skokie, Ill., 1969.

Verbeck, G. J., 1978, "Pore Structure-Hardened Concrete," *Special Technical Publication* STP-169B, ASTM, West Conshohocken, Pa., pp. 262-274.

Verbeck, G. J. y Klieger, P., 1957, "Studies of 'Salt' Scaling of Concrete," *Highway Research Board Bulletin* No. 150, Highway (Transportation) Research Board, pp. 1-13.

Verbeck, G. J. y Landgren, R., 1960, "Influence of Physical Characteristics of Aggregates on the Frost

Resistance of Concrete," *Proceedings*, ASTM, West Conshohocken, Pa., V. 30, pp. 1063-1079.

Verein Deutscher Zementwerke, 1973, "Vorbeugende Massnahmen gegen Alkalklaireaktion im Beton," V. 40, 101 pp.

Visvervaraya, H. C.; Rajkumar, C. y Mullick, A. K., 1987, "Analysis of Distress Due to Alkali-Aggregate Reaction in Gallery Structures of a Concrete Dam," *Proceedings*, 7th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction, Noyes Publications, Park Ridge, Ottawa, pp. 188-193.

Walker, H. N., 1974, "Reaction Products in Expansion Test Specimens of Carbonate Aggregate," *Transportation Research Record* No. 525, Transportation Research Board, pp. 28-37.

Walker, H. N., 1978, "Chemical Reactions of Carbonate Aggregates in Cement Paste," *Special Technical Publication* STP-169B, ASTM, West Conshohocken, Pa., pp. 722-743.

Wehner, B., 1966, "Beanspruchung der Strassenoberflaech durch Winterreifen mit Spikes," Technische Univer-sitaet Berlin, Institute fur Strassen und Verkehrswesen.

Welp, T. L. y De Young, C. E., 1964, "Variations in Performance of Concrete with Carbonate Aggregates in Iowa," *Highway Transportation Research Record* No. 45, Highway (Transportation) Research Board, pp. 159-177.

Wilk, W., 1978, "Consideration of the Question of Skid Resistance of Carriageway Surfaces, Particularly of Concrete," N. 117, Monografia.

Witte, L.P. y Backstrom, J. E., 1951, "Some Properties Affecting the Abrasion Resistance of Air-Entrained Concrete," *Proceedings*, ASTM, West Conshohocken, Pa., V. 51, pp. 1141-1155.

Woods, H., 1968, Monograph No. 4, American Concrete Institute/Iowa State University Press, Farmington Hills, Mich., 187 pp.

8.3 – Otras Referencias

ACI Committee 201, 1992, "Guide for Making a Condition Survey of Concrete in Service (ACI 201.1R-92)," American Concrete Institute, Farmington, Hills, Mich., 16 pp.

ACI Committee 201, 1986, "Guide for Making a Condition Survey of Concrete Pavements (ACI 201.3R-

86),” American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 22 pp.

ACI Committee 213, 1987, “Guide for Structural Light-weight Aggregate Concrete (ACI 213R-87),” American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 22 pp.

ACI Committee 325, 1967, “Design of Concrete Overlays for Pavements (ACI 325.1R-67),” American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 4 pp.

ACI Committee 345, 1991, “Routine Maintenance of Concrete Bridges (ACI 345.1R-92),” American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich. 13 pp.

ACI Committee 503, 1993, “Use of Epoxy Compounds with Concrete (ACI 503R-93),” American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 28 pp.

ACI Committee 546, 1980, “Guide for Repair of concrete Bridge Superstructures (ACI 546.1R-80),” American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 20 pp.

Berke, N. S.; Shen, D. F. y Sundberg, K. M., 1990, “Comparison of the Polarization Resistance Technique to the Macrocell Corrosion Technique,” *Special Technical Publication STP-1065*, ASTM, West Conshohocken, Pa., pp. 38-51.

Berman, H. A., 1972, “Determination of Chloride in Hardened Cement Paste, Mortar and Concrete,” *Report No. FHWA-RD-72-12*, Federal Highway Administration, Washington, D.C., Sept.

Bhatty, M. S. Y. y Greening, N. R., 1978, “Interaction of Alkalies with Hydrating and Hydrated Calcium Silicates,” *Proceedings*, 4th International Conference on the Effects of Alkalies in Cement and Concrete, Publication No. CE-MAT-1-78, School of Civil Engineering, Purdue University, West Lafayette, Ind., pp. 87-112.

Blaine, R. L.; Arni, H. T. y Evans, D. N., 1966, “Interrelations Between Cement and Concrete Properties,” Part 2, Section 4, Variables Associated with Expansion in the Potential Sulfate Expansion Test, Building Science Series 5, National Bureau of Standards, Washington, D.C., pp. 1-26.

Buck, A. D., 1969, “Potential Alkali Reactivity of Carbonate Rock from Six Quarries,” C-69-15, U.S. Army Engineer Waterway Experiment Station, Vicksburg, Miss., 22 pp.

Calleja, J., 1980, “Durability of Cements and Concretes,” *Proceedings of the 7th International*

Symposium of the Chemistry of Cement, V. I, pp. vii/2/1-vii/2/48, Septima, Paris.

Chamberlain, W. P.; Irwin, R. J. y Amsier, D. E., 1977, “Waterproofing Membranes for Bridge Deck Rehabilitation,” No. 52, New York State Department of Transportation.

Clear, K. C., 1974, “Permanent Bridge Deck Repair,” *Public Roads* V. 39, No. 2, Sept. 1975, pp. 53-62. También *Report No. FHWA-RD-74-5*, Federal Highway Administration, Washington, D.C.

Clear, K. C. y Harrigan, E. T., 1977, “Sampling and Testing for Chloride Ion in Concrete,” FH WA-RD-77-85, Federal Highway Administration, Washington, D.C.

Clear, K. C. y Ormsby, W. C. 1975, “Concept of Internally Sealed Concrete,” *Report No. FHWA-RD-75-21*, Federal Highway Administration, Washington, D.C.

Clemena, G. G.; Reynolds, J. V. y McCormick, R., 1976, “Comparative Study of Procedures for the Analysis of Chloride in Hardened Concrete,” VHTR-77-R7, Virginia Highway and Transportation Research Council, Apéndice 3.

Diamond, S., 1978, “Chemical Reactions Other than Carbonate Reactions,” *Special Technical Publication STP-1698*, Capítulo 40, ASTM, West Conshohocken, Pa., pp. 708-821.

Dikeou, J. T., 1976, “Review of Worldwide Developments and Use of Polymers in Concrete,” *Proceedings of the 1st International Congress on Polymer concretes*, Concrete Construction Publications, Addison, pp. 2-8.

Dolar-Mantuani, L., 1983, *Handbook of Concrete Aggregates*, Noyes Publications, Park Ridge, pp. 79-125.

Gewertz, M. W., 1958, “Causes and Repair of Deterioration to a California Bridge Due to Corrosion of Reinforcing Steel in a Marine Environment: Part I – Method of Repair,” *Highway Research Board Bulletin* No. 182, Highway (Transportation) Research Board, pp. 1-17.

Gillott, J. E.; Duncan, M. A. G. y Swenson, E. G., 1973, “Alkali-Aggregate Reaction in Nova Scotia: IV. Character of the Reaction,” *Cement and Concrete Research*, V. 3, No. 5, Sept., pp. 521-536.

Gjorv, O. E., 1968, “Durability of Reinforced Concrete Wharves in Norwegian Harbours,” Norwegian Committee on Concrete in Seawater, Igeniorforlaget A/S Oslo, 208 pp.

Halstead, S. y Woodworth, L. A., 1955, "Deterioration of Reinforced Concrete Structures under Coastal Conditions," South African Institute of Civil Engineers, V. 5, No. 4, pp. 115-134.

Idorn, G. M., 1958, "Concrete on the West Coast of Jutland – Parts I and II," Danish Institute of Building Research and Academy of Technical Sciences, Committee on Alkali Reactions in Concrete, Copenhagen, 56 pp. and 54 pp.

Idorn, G. M., 1967, "Durability of concrete structures in Denmark," Dissertation, Technical University of Denmark, Copenhagen, 208 pp.

Idorn, G. M., 1980, "Interface Reactions Between Cement and Aggregate in Concrete and Mortar – Bond Strength and Durability," Theme VII, *Proceedings 7th International Congress on the Chemistry of Cement*, Paris, V. IV, pp. 129-147.

Jenkins, G. H. y Butler, J. M., 1975, "Internally Sealed Concrete," Report No. FHWA-RD-75-20, Monsanto Research Corporation for the Federal Highway Administration, Washington, D.C.

Lewis, D. A., 1962, "Some Aspects of the Corrosion of Steel in Concrete," *Proceedings*, First International Congress on Metallic Corrosion, London, pp. 547-555.

Mather, B., 1980, "Mineral Aggregates for Concrete Needed Research," *Progress in Concrete Technology*, Canada Centre for Mineral and Energy Technology, Ottawa, pp. 57-110 (con 127 Referencias y 4 Anexos).

Mielenz, R. C., 1954. "Petrographic Examination of Concrete Aggregate," *Proceedings*, ASTM, West Conshohocken, Pa., V. 54, pp. 1188-1218 (p. 1214).

Monfore, G. E. y Verbeck, G. J., 1960, "Corrosion of Prestressed Wire in Concrete," *ACI Journal*, V. 57, No. 5, Nov., pp. 491-515.

Poole, A. B., ed., 1976, *Symposium on the Effect of Alkalies on the Properties of Concrete*, Cement and Concrete Association, England, 374 pp., disponible como WES MP C-77-10 de NTIS como AD A044 565 (CTIAC Report No. 26).

Powers, T. C., 1965, "Mechanisms of Frost Action in Concrete," *Stanton Walker Lecture Series on the Materials Sciences*, Lecture No. 3, National Sand and Gravel Association and National Ready Mixed Concrete Association, Silver Spring, 35 pp.

Rose, J. G. y Ledbetter, W. B., 1971, "Summary of Surface Factors influencing the Friction Properties of Concrete Pavements," *Highway Research Record* No.

357, Highway (Transportation) Research Board, pp. 53-63.

Stratfull, R. F., 1973, "Half-Cell Potentials and the Corrosion of Steel in Concrete," presentado en la 52ª Reunión annual del Highway Research Board.

Stratfull, R. F., 1974, "Experimental Cathodic Protection of a Bridge Deck," Report No. FHWA-RD-74-31, California Department of Transportation.

Stratfull, R. F.; Jurkovich, W. J. y Spellman, D. L., 1975, "Corrosion Testing of Bridge Decks," *Transportation Research Record* No. 539, Transportation Research Board, pp. 50-59.

Tremper, B.; Beaton, J. L. y Stratfull, R. F., 1958, "Causes and Repair of Deterioration to a California Bridge Due to Corrosion of Reinforcing Steel in a Marine Environment: Part II – Fundamental Factors Causing Corrosion," *Highway Research Board Bulletin* No. 182, Highway (Transportation) Research Board, pp. 18-41.

Tuthill, L. H., 1982, "Alkali-Silica Reaction – 40 Years Later," *Concrete International* V. 4, No. 4, Abril, pp. 32-36.

Tyler, I. L., 1960, "Long-Time Study of Cement Performance in Concrete, Chapter 12 – Concrete Exposed to Seawater and Fresh Water," *ACI Journal*, V. 56, No. 9, Mar., pp. 825-836.

Apéndice A – MÉTODO PARA PREPARAR UN EXTRACTO PARA ANALIZAR LOS SULFATOS SOLUBLES EN AGUA PRESENTES EN EL SUELO

Pérdida por ignición

Determinar la masa de una porción representativa de suelo (aproximadamente 100 g) en un crisol cerámico de masa conocida. Registrar la masa del crisol más la muestra. Secar a 110°C durante la noche. Retirar y disecar hasta que esté frío. Registrar la masa seca. Calcular la pérdida por ignición de la siguiente manera:

$$\% \text{PpI } 100^{\circ}\text{C} = 100 \times \frac{[\text{masa muestra} + \text{crisol antes del secado (g)} - \text{masa muestra} + \text{crisol después del secado (g)}]}{[\text{masa de la muestra antes del secado}]}$$

Triturado

Triturar la muestra de suelo seco hasta que pase un tamiz de 600 µm.

Extracción

Determinar la masa de una muestra de 10 g de suelo secado al miligramo más próximo. Registrar la masa de la muestra. Colocar suelo en un vaso de 400 mL y agregar una barra para agitar. Agregar 200 mL de agua desionizada a temperatura ambiente. Cubrir el vaso con un vidrio. Agitar utilizando una placa de agitación mecánica durante 1 hora, verificando que todo el suelo esté suspendido en el agua. Filtrar la solución a través de un papel de filtro Whatman 40 utilizando un embudo Buchner y un matraz de 500 mL. Si la solución continúa turbia filtrar nuevamente a través de papel de filtro Whatman 42 o un filtro Millipore. Transferir sin enjuagar a una botella Nalgene de 250 mL.