



**UNIVERSIDAD AUTÓNOMA
DE SINALOA**

ESCUELA DE INGENIERÍA MAZATLÁN



**ESTUDIO DE LA DURABILIDAD Y PATOLOGÍAS DE
ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO LOCALIZADAS
EN EL AMBIENTE MARINO**

TESIS

PARA OBTENER EL GRADO DE:

LICENCIADO EN INGENIERÍA CIVIL

PRESENTA:

ESMERALDA MILLÁN LIZÁRRAGA

DIRECTOR DE TESIS:

DR. JESUS MANUEL BERNAL CAMACHO

CO-DIRECTOR DE TESIS:

DR. PEDRO ALFONSO AGUILAR CALDERON

MAZATLÁN, SINALOA, DICIEMBRE 2022.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a la Universidad Autónoma de Sinaloa por darme la oportunidad de realizar el presente trabajo de investigación y ser ese vínculo hacia un mundo de nuevos conocimientos.

Doy gracias a mis gigantes, que son mis padres; quienes con su apoyo y motivación lograron que durante todo este tiempo mantuviera el enfoque y superara algunas dificultades. No existen palabras que describan mi sentir al saber que han depositado toda su confianza en mí y la paz que siento al saber que mi formación profesional posee una buena dirección.

Agradezco a las personas que han colaborado y apoyado en el camino; a mis asesores de tesis el Dr. Jesús Bernal y el Dr. Pedro Aguilar, gracias por orientarme y disponer una parte de su tiempo para hacer de mi investigación un trabajo más integral.

Asimismo, agradezco a las instituciones que han colocado un granito de arena mediante beneficios económicos para llevar este material a la mano de más personas.

Y sobre todo agradezco a Dios, por permitirme llegar hasta esta instancia y disfrutar de este momento, por poder ver el fruto de mi esfuerzo y dedicación y tener el privilegio de compartirlo con las personas que más amo; mi familia.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

INTRODUCCIÓN	1
ANTECEDENTES	2
JUSTIFICACIÓN	4
OBJETIVOS	5
HIPÓTESIS	6
MARCO TEÓRICO	7
1.1 CONCRETO	7
1.1.1 Definición de concreto.....	7
1.1.2 Componentes del concreto	8
1.1.2.1 Cemento	8
1.1.2.2 Agua.....	9
1.1.2.3. Agregados	10
1.1.2.3 Adiciones.....	12
1.1.3 Estructura del concreto.....	13
1.1.4 Concreto armado.....	15
1.1.4.1 Ventajas del concreto armado frente a otros materiales.....	15
1.1.4.2 Desventajas del concreto armado frente a otros materiales.....	16
1.1.5 Concreto presforzado.....	16
1.1.5.1 Métodos de presforzado	17
1.1.6 Acero de refuerzo.....	19
2.1 DURABILIDAD DEL CONCRETO	20
2.1.1 Concepto de durabilidad.....	20
2.1.2 Vida útil de las estructuras.....	21
2.1.3 Patologías en estructuras de concreto	25
2.1.3.1 Acciones y mecanismos de deterioro de las estructuras	27
2.1.4 Ambiente de exposición de las estructuras	42
2.1.4.1 Medio ambiente	42
2.1.4.2 Medio de contacto.....	43
3.1 PROCESOS DE DEGRADACIÓN EN AMBIENTE MARINO	43
3.1.1 Procesos más agresivos	46
3.1.1.1 Cloruros	46
3.1.1.2 Sulfatos.....	49

3.1.1.3 Corrosión por humedad dependiendo su ambiente de exposición	51
4.1 ESTRATEGIAS PARA MEJORAR LA DURABILIDAD DEL CONCRETO ANTE UN AMBIENTE MARINO.....	54
4.1.1 NORMATIVA PARA DURABILIDAD EN MEXICO.....	54
4.1.1.1 N.T.C. para construcción de estructuras de concreto armado	54
4.1.1.2 Manual ACI.....	57
4.1.1.3 Diseño de estructuras de concreto con criterios de durabilidad IMT.....	63
4.1.2 Materiales y métodos.....	65
4.1.2.1 Aditivos inhibidores de corrosión y materiales suplementarios al cemento.....	65
4.1.2.2 Aditivos reductores de agua	69
4.1.2.3 Otros aditivos y adiciones.....	70
5.1 ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO EXPUESTAS AL AMBIENTE MARINO EN LA CIUDAD DE MAZATLÁN SINALOA.....	71
5.1.1 Obras a base de concreto armado expuestas a ambientes agresivos.....	71
6.1 CASO REPRESENTATIVO.....	75
6.1.1 PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL.....	75
6.1.2 RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	79
6.1.2.1 Relación Empírica entre X_{PROM} y Profundidad Máxima de Picadura.....	81
CONCLUSIONES.....	83
BIBLIOGRAFÍA.....	85

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Elementos del concreto.....	7
<i>Figura 2. Estructura esquemática del concreto.....</i>	<i>14</i>
Figura 3. Pretensado de viga	18
Figura 4. Viga postensada.....	19
Figura 5. Modelo de durabilidad	21
Figura 6. Clasificación de patologías según el origen del agente causante	31
Figura 7. Esquema de deterioro del concreto causado por los ácidos	33
Figura 8. Esquema de deterioro provocado por la corrosión	36
Figura 9. Ejemplo de corrosión galvánica del concreto.....	38
Figura 10. Esquema de deterioro en concreto causado por ataque de sulfatos	39
Figura 11. Esquema de deterioro causado por la carbonatación.....	41
Figura 12. Representación de las zonas de mar en una columna ahogada.....	45
Figura 13. Deterioro del concreto debido a la exposición de un ambiente marino	46
Figura 14. Corrosión del acero bajo el ataque de cloruros.....	49
Figura 15. Tipos de corrosión en armaduras de concreto.....	53

Figura 16. Determinación de los parámetros de Durabilidad	64
Figura 17. Esquema de corrosión del acero de refuerzo	67
Figura 18. Muelle pesquero en la Ciudad de Mazatlán, Sinaloa	73
Figura 19. Muelle deportivo en La Marina, Mazatlán, Sinaloa	73
Figura 20. Embarcadero Isla de la Piedra	74
Figura 21. Duque de alba, empleado para recibir buques mercantes	74
Figura 22. Ejemplo de prisma utilizado en esta investigación.....	76
Figura 23. Ejemplo de levantamiento de grietas.....	78
Figura 24. Relación entre X_{PROM} y W_G obtenida de datos experimentales	80
Figura 25. Relación entre la capacidad de carga CC_{CORR} y el cociente x/r_0	80
Figura 26. Relación entre PIC_{MAX} y X_{PROX} obtenida de datos experimentales	82

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Clasificación de los Cementos [NMX-C-414-ONNCCE-2004]	9
Tabla 2. Uso granulométrico para el agregado fino.....	11
Tabla 3. Uso granulométrico para el agregado grueso	12
Tabla 4. Clasificación del acero de refuerzo por su límite de fluencia	19
Tabla 5. Características físicas de las varillas corrugadas para refuerzo de concreto.....	20
Tabla 6. Vida útil nominal de los diferentes tipos de estructuras según la normativa Española del Concreto Estructural.....	24
Tabla 7. Ácidos y sustancias comunes perjudiciales para el concreto	33
Tabla 8. Requisitos para concretos expuestos a soluciones que contengan sulfatos.....	55
Tabla 9. Valores máximos de contenido de ion cloruro en el concreto en el momento del colado.....	56
Tabla 10. Recubrimiento libre mínimo requerido	57
Tabla 11. Contenido total de aire para concreto resistente al congelamiento	59
Tabla 12. Requisitos para condiciones de exposición especiales	60
Tabla 13. Requisitos para concretos expuestos a soluciones que contienen sulfatos	61
Tabla 14. Contenido máximo de iones de cloruros para la protección contra corrosión del refuerzo.....	62
Tabla 15. Requerimientos mínimos para un concreto durable en ambiente marino	63
Tabla 16. Resultados experimentales de esta investigación.....	78

INTRODUCCIÓN

Actualmente el concreto es el material de construcción más utilizado a nivel mundial, ya que ofrece grandes ventajas al momento de la construcción de los proyectos y brinda propiedades mecánicas y durables que lo hacen destacar del resto de las opciones existentes. A pesar de lo anterior, la comunidad científica internacional no cesa en la realización de nuevos proyectos de investigación, que tratan como eje principal el mejoramiento de las propiedades y características del concreto, entre estos destacan las investigaciones en el área durabilidad del concreto armado y sus patologías.

El tema de durabilidad y patologías en el concreto armado es sumamente amplio, ya que es necesario relacionar las propiedades intrínsecas del material con el ambiente de exposición en el cual está situada la estructura. Existen diferentes ambientes de exposición, entre estos destaca el ambiente marino por su alto grado de agresividad y la gran cantidad de ciudades importantes que comparten este entorno.

El desarrollo de proyectos de investigación que coadyuven en el mejoramiento continuo de las propiedades del concreto permitirá tener estructuras con periodos de vida útil mayores, posibilitando con esto la amortización de la inversión realizada al momento de la construcción de los proyectos. Para lo anterior, resulta trascendental el conocer los principales agentes agresivos que afectan la durabilidad de las estructuras en el ambiente marino, con la finalidad de generar estructuras con propiedades que resistan los procesos debido a la presencia de patologías que degradan la integridad de la estructura.

ANTECEDENTES

Existen innumerables estructuras de concreto alrededor del mundo que, a pesar de haber sido construidas hace un siglo, permanecen en uso y siguen cumpliendo satisfactoriamente las funciones para las que fueron proyectadas. Los cimientos de concreto del puente colgante sobre el Danubio, en Budapest, construido por el Ing. William T. Clark, hace más de 120 años, permanecen hoy en día en estado excelente en la llamada arcilla Kiscell, uno de los estratos más importantes del subsuelo agresivo de Budapest. Igualmente sucede con los pilares de los puentes Margareten y ferroviario del Sur, construidos en Budapest sobre subsuelos agresivos hace más de 70 años empleando cementos de Beocin y Labatlan.

Hasta hace algunos años se consideraba que un concreto armado bien ejecutado tenía una duración prácticamente ilimitada. Ahora bien, tanto la experiencia como las investigaciones llevadas a cabo indican que diferentes agresiones de tipo físico, químico o mecánico causan el deterioro del mismo y dan lugar a que aparezca todo tipo de patologías asociadas. Por lo que las estructuras se ven rápidamente afectadas por las inclemencias de la naturaleza que predominan frente a la costa y su vida útil es considerablemente afectada.

El ambiente marino implica mayor riesgo en la corrosión de estructuras de concreto debido a que el agua de mar origina un deterioro prematuro de las estructuras por su reacción con los productos de hidratación. También el contenido de cloruros atmosférico es importante y la combinación de altos niveles de cloruro en los agregados, altas temperaturas, ciclos de humedad y secado y alta permeabilidad del concreto produce condiciones altamente agresivas (Mustafa,1994), que llevan a la degradación paulatina de las estructuras y probable colapso.

La trascendencia del fenómeno de corrosión justifica la búsqueda continua de relaciones, empíricas o teóricas, entre velocidad de penetración de

agentes agresivos al interior del concreto y los factores atmosféricos, meteorológicos y químicos del ambiente de exposición (Genesca,1995). En el informe del comité del ACI-201 (1982), se menciona que la permeabilidad del concreto es un factor importante que interviene en el proceso de corrosión de los materiales ahogados en él, y es un factor determinante en la vida útil del mismo concreto.

Un concreto de baja permeabilidad tiene una conductividad eléctrica menor, se opone a la absorción de sales y proporciona una barrera contra la entrada de oxígeno, esto es, su disminución mejora la resistencia del concreto a la compresión, al ataque de sulfatos y otros productos químicos y a la penetración del ion cloruro.

Todos estos factores son de gran importancia en el desarrollo de estudios específicos para evaluar la durabilidad de concreto en ambiente marino. Al respecto, se han realizado diversos estudios en ambientes simulados y naturales, en los que se han encontrado diferentes valores tanto en el contenido crítico de cloruros para iniciar la despasivación del acero, como en el comportamiento de la concentración superficial.

También se detectó que cuanto más largo era el tiempo de exposición, era mayor el contenido de cloruros superficial y más pequeño el coeficiente de difusión, concluyendo que un coeficiente de difusión junto con una concentración superficial constante no puede usarse confiablemente para estimar el movimiento de cloruros en el concreto a diferentes tiempos o edades.

Bajo este panorama, se ha despertado un enorme interés por los estudios acerca de la patología del concreto, los cuales son cada vez más avanzados, siempre encaminados a proponer técnicas en la elaboración de elementos estructurales capaces de soportar el ataque de la salinidad y la humedad, garantizando así una vida útil con mayores expectativas de las edificaciones (Ruiz, 2010).

JUSTIFICACIÓN

El crecimiento exponencial del sector de la construcción a nivel mundial ha provocado en muchos países la creación de obras de infraestructura que no atienden a los mínimos controles de calidad. La falta de supervisión durante la ejecución de los proyectos y a lo largo de su operación, pueden dar lugar a la presencia de diferentes patologías que afecten directamente la integridad de la estructura. Aunado a lo anterior, se tiene escasa información relacionada al grado de agresividad que manifiestan los distintos ambientes de exposición. El ambiente marino es uno de ellos, el cual se destaca por sus grandes descargas de agentes agresivos provenientes del mar, principalmente cloruros y sulfatos, los cuales atacan la microestructura del concreto y acortan el periodo de vida útil de la estructura.

Bajo este tenor, resulta importante tener conocimiento asertivo de los procesos de degradación de la estructura que están ligados a las patologías del ambiente marino, con esto se facilitará la toma de decisiones y los procesos correctivos serán atinados en su implementación.

OBJETIVOS

General

Estudiar la durabilidad del concreto armado y las patologías propias del ambiente marino, así como las alternativas existentes en el ramo de la construcción que permitan mitigar las afectaciones generadas por estos procesos de degradación.

Específicos

- Estudiar la durabilidad de las estructuras localizadas en el ambiente marino.
- Definir los principales agentes agresivos que pertenecen al ambiente marino.
- Identificar las principales patologías estructurales y sus afectaciones.
- Revisar la normativa mexicana existente relacionada con la durabilidad de las estructuras expuestas al ambiente marino.
- Estudiar un caso representativo de una estructura expuesta al ambiente marino.
- Identificar estructuras de concreto armado en el ambiente marino de la Ciudad de Mazatlán que estén expuestas a agentes agresivos.

HIPÓTESIS

Conocer de forma detallada los agentes y procesos de degradación más agresivos que afectan las estructuras de concreto armado localizadas en el ambiente marino, y la normativa existente, permitirá construir estructuras que cumplan perfectamente con los periodos de vida útil para los que fueron diseñadas.

MARCO TEÓRICO

1.1 CONCRETO

1.1.1 Definición de concreto

“El concreto es fundamentalmente una mezcla de componentes activos e inertes (agregados y pasta). La pasta está compuesta de Cemento Portland y agua, la cual une los agregados fino y grueso para formar una masa semejante a una roca, pues la pasta endurece debido a la reacción química entre el Cemento y el agua.

Los componentes activos son aquellos que al mezclarse producen la reacción química responsable del endurecimiento del concreto y los componentes inertes son aquellos que dan volumen al concreto.

Los componentes activos son el agua y el cemento Portland, que al unirse forman una mezcla que se le conoce como aglutinante. Mientras tanto la grava y arena son los elementos inertes del concreto que llamamos agregados. ”

(Harmsen, 2002)

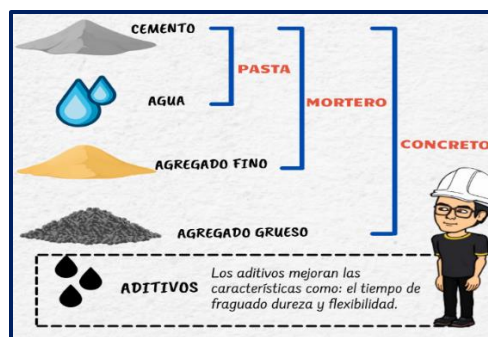


Figura 1. Elementos del concreto

1.1.2 Componentes del concreto

1.1.2.1 Cemento

“El cemento es un material con propiedades tanto adhesivas como cohesivas, las cuales le dan la capacidad de aglutinar fragmentos minerales para un todo completo.

Esencialmente es un clínker pulverizado, producto de la cocción a altas temperaturas, de mezclas que contienen; cal, alúmina fierro y sílice en proporciones determinadas, previamente establecidas, para lograr las propiedades deseadas.

Está constituido por los siguientes componentes:

1. **Silicato tricálcico**, el cual le confiere su resistencia inicial e influye directamente en el calor de hidratación.
2. **Silicato dicálcico**, el cual define la resistencia a largo plazo y no tiene tanta incidencia en el calor de hidratación.
3. **Aluminato tricálcico**, es un catalizador en la reacción de los silicatos y ocasiona un fraguado violento. Para retrasar este fenómeno, es preciso añadirle yeso durante la fabricación del cemento.
4. **Alumino-Ferrito Tetracálcico**, influye en la velocidad de hidratación y secundariamente en el calor de hidratación.
5. **Componentes menores:** óxidos de magnesio, potasio, sodio, manganeso y titanio.

A partir del año 2004 la normativa mexicana cambió para clasificar a los tipos de cemento mexicanos, apareciendo una nueva nomenclatura como se indica en la Tabla 1. Cabe destacar que esta nomenclatura sólo se utiliza en

México, y a nivel mundial la nomenclatura sigue conservando los números romanos que utiliza la ASTM.

Nomenclatura según normativa mexicana:

Tipo	Denominación	Clase Resistente	Características Especiales
CPO	Cemento Portland Ordinario	20	RS Resistente a los sulfatos
CPP	Cemento Portland Puzolánico	30	BRA Baja Reactividad Alcali Agregado
CPEG	Cemento Portland con Escoria Granulada de Alto Horno	30 R (R=resistencia rápida)	BCH Bajo calor de Hidratación
CPC	Cemento Portland Compuesto	40	B Blanco
CPS	Cemento Portland con Humo de Sílice	40 R	-
CEG	Cemento con Escoria Granulada de Alto Horno	-	-

Tabla 1 Clasificación de los Cementos [NMX-C-414-ONNCCE-2004]

(Torres Andrés, 2012)

1.1.2.2 Agua

“El agua es el componente que se utiliza para generar las reacciones químicas entre los cementantes del concreto hidráulico o del mortero de cemento Portland. Puede ser agua potable, es decir, aquella que por sus características físico-químicas es útil para el consumo humano o que cumpla con los requisitos de calidad establecidos en la Norma.

El objetivo del agua en la producción del concreto es el de precipitar la reacción química con el cemento, así como de humedecer al agregado y lubricar la mezcla para una fácil trabajabilidad. El agua que tiene ingredientes nocivos, tales como, sedimentos, aceites, azúcar o químicos perjudiciales es dañina para la resistencia mecánica, propiedades de fraguado del cemento y puede afectar en forma adversa la manejabilidad de una mezcla. "

(Comisión Federal de la Electricidad, Tecnología del Concreto, 1994)

1.1.2.3. Agregados

"Los agregados, también denominados áridos o inertes, son fragmentos o granos, usualmente pétreos, cuyas finalidades específicas son abaratar la mezcla y dotarla de ciertas características favorables, entre las cuales se destaca la disminución de la retracción de fraguado o retracción plástica.

Los agregados constituyen la mayor parte de la masa de concreto, ya que alcanzan a representar entre el 70 % y 85 % de su peso, razón por la cual las propiedades de los inertes resultan tan importantes para la calidad final de la mezcla.

Las características de los agregados empleados deberán ser aquellas que beneficien el desarrollo de ciertas propiedades en el concreto, entre las cuales destacan: la trabajabilidad, las exigencias de contenido de cemento, la adherencia con la pasta y el desarrollo de resistencias mecánicas. "

(Velazco, 2014)

Agregados finos

"Tanto el agregado fino como el grueso, constituyen los elementos inertes del concreto, ya que no intervienen en las reacciones químicas entre cemento y agua. El agregado fino debe ser durable, fuerte, limpio, duro y

libre de materias impuras como polvo, limo, pizarra, álcalis y materias orgánicas. No debe tener más de 5% de arcilla o limos ni más de 1.5% de materias orgánicas. Sus partículas deben tener un tamaño menor a 1/4" y su gradación debe satisfacer los requisitos propuestos en la norma ASTM-C-33-99a, los cuales se muestran en la siguiente tabla:

TAMIZ		% que pasa
(pulg.)	(mm)	
3/8	9.50	100
Nº 4	4.75	95 – 100
Nº 8	2.36	80 – 100
Nº 16	1.18	50 – 85
Nº 30	0.60	25 – 60
Nº 50	0.30	10 – 30
Nº 100	0.15	0 - 10

Tabla 2. Uso granulométrico para el agregado fino

Agregados gruesos

El agregado grueso está constituido por rocas graníticas, dioríticas y sieníticas. Puede usarse piedra partida en chancadora o grava zarandeada de los lechos de los ríos o yacimientos naturales. Al igual que el agregado fino, no deben contener más de un 5% de arcillas y finos ni más de 1.5% de materias orgánicas, carbón, etc. Es conveniente que su tamaño máximo sea menor que 115 de la distancia entre las paredes del encofrado, 314 de la distancia libre entre armaduras y 113 del espesor de las losas (ACI-3.3.2). Para concreto ciclópeo se puede emplear piedra de hasta 15 y 20 cm. Se puede usar tamaños mayores si a criterio del ingeniero, no inducirán la formación de vacíos. Al igual que para la arena, la norma ASTM-C-33- 99a también establece una serie de condiciones para su gradación. Estas se muestran en la **Tabla 3**. La piedra se denomina por el tamaño máximo del agregado. "

USO	TAMAÑO NOMINAL	PORCENTAJE QUE PASA POR LOS TAMICES NORMALIZADOS												
		100 mm	90 mm	75 mm	63 mm	50 mm	37.5 mm	25 mm	19 mm	12.5 mm	9.5 mm	4.75 mm	2.36 mm	1.18 mm
		4"	3 1/2"	3"	2 1/2"	2"	1 1/2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	N°4	N°8	N°16
1	3 1/2"- 1 1/2"	100	90-100		25-60		0-15		0-15					
2	2 1/2"- 1 1/2"			100	90-100	35-70	0-15		0-5					
3	2"-1"				100	90-100	35-70	0-15		0-5				
357	2"-N°4				100	95-100		35-70		0-30		0-5		
4	1 1/2"- 3/4"					100	90-100	20-55	0-5		0-5			
467	1 1/2"- N°4					100	95-100		35-70		10-30	0-5		
5	1"- 1/2"						100	90-100	20-55	0-10	0-5			
56	1"-3/8"						100	90-100	40-85	10-40	0-15	0-5		
57	1"-N°4						100	95-100		25-60		0-10	0-5	
6	3/4"-3/8"							100	90-100	20-55	0-15	0-5		
67	1/2"-N°4							100	90-100		20-55	0-10	0-5	
7	3/8"-N°8								100	90-100	40-70	0-15	0-5	
8	1/2"-3/8"									100	85-100	10-30	0-10	0-5
89	N°4-N°8									100	90-100	20-35	5-30	0-10
9	N°4-N°16										100	85-100	10-40	0-10

Tabla 3. Uso granulométrico para el agregado grueso

(Harmsen, 2002)

1.1.2.3 Adiciones

También llamados aditivos son aquellos productos químicos que se añaden en pequeña proporción a los componentes principales de los morteros o de los concretos, durante su mezclado con el propósito de modificar algunas de las propiedades de las mezclas en estado fresco o en estado endurecido.

Si bien estos productos históricamente comenzaron con comportamientos erráticos y con una composición variable y mal conocida, en la actualidad se ha llegado a efectividades muy favorables y constantes, conociendo perfectamente los fundamentos en los que se basan.

Son usados para:

1. Mejorar la trabajabilidad del concreto.
2. Reducir el agrietamiento por el calor de hidratación
3. Mejorar la durabilidad del concreto a los ataques químicos
4. Reducir su potencial de corrosión
5. Producir concretos de alta resistencia. "

(Velazco, 2014) y (Harmsen, 2002)

1.1.3 Estructura del concreto

"El concreto se constituye aproximadamente de entre 70-80% de agregados (grava y arena) en volumen, el resto es pasta de cemento. La pasta de cemento a su vez se compone de un 30-50% de cemento en volumen y el resto es agua. La **Figura 2** muestra esquemáticamente la estructura del concreto. Como se puede observar el agregado ocupa el mayor volumen del concreto, este ingrediente es uno de los más abundantes en la corteza terrestre, aunque no necesariamente el más barato, especialmente cuando se requiere someterlo a un proceso de trituración, cribado y/o lavado. El cemento, es sin lugar a dudas el ingrediente más caro con el que se elabora el concreto, gran parte de los conocimientos que contiene la tecnología del concreto van encaminados hacia el uso racional de este ingrediente. El cemento se debe emplear sólo en las cantidades adecuadas para cumplir con la resistencia y durabilidad concebidas para la aplicación en particular, los excesos generalmente acarrearán efectos colaterales ya sea en el estado fresco o en el estado endurecido, además de que encarece las obras.

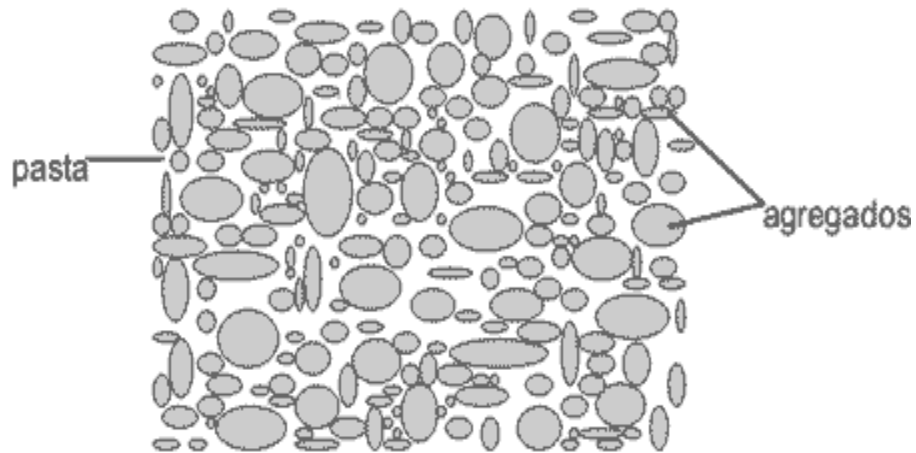


Figura 2. Estructura esquemática del concreto

Como parte de la estructura del concreto se debe incluir el aire que se encuentre en la masa. El aire puede ser aquel que se produce en forma natural durante el mezclado y colocación del concreto en las cimbras, en cuyo caso se llama aire atrapado, este aire constituye hasta un 2% en volumen, pero puede ser más, especialmente si la colocación ha sido defectuosa. La forma de las burbujas de aire atrapadas es irregular. Por otro lado, cuando se introduce intencionalmente aire en el concreto, generalmente por medio de un aditivo, la forma de las burbujas es esférica. El aire introducido se genera durante el mezclado, este tipo de aire se introduce intencionalmente en el concreto para protegerlo contra los efectos del intemperismo, la cantidad de aire varía entre 4 y 6 %.”

(Constructor Civil, 2011)

1.1.4 Concreto armado

“ Es la mezcla de dos materiales: concreto y acero. Por definición, es un material en el que se han agregado refuerzos metálicos para obtener concreto de este tipo.

El concreto, por un lado, es un material resistente a la compresión que no soporta la tracción. El acero, por otro lado, resiste tanto la tracción como la compresión. La combinación de los dos materiales, por lo tanto, permite que el concreto armado sea resistente a la compresión y a la tracción.

1.1.4.1 Ventajas del concreto armado frente a otros materiales

1. Es durable a lo largo del tiempo y no requiere de una gran inversión para su mantenimiento. Tiene una vida útil extensa.
2. Tiene gran resistencia a la compresión en comparación con otros materiales.
3. Es resistente al efecto del agua.
4. En fuegos de intensidad media, el concreto armado sufre daños superficiales si se provee un adecuado recubrimiento al acero. Es más resistente al fuego que la madera y el acero estructural.
5. Se le puede dar la forma que uno desee haciendo uso del encofrado adecuado.
6. Les confiere un carácter monolítico a sus estructuras lo que les permite resistir más eficientemente las cargas laterales de viento o sismo.
7. No requiere mano de obra muy calificada.
8. Su gran rigidez y masa evitan problemas de vibraciones en las estructuras erigidas con él.
9. En la mayoría de lugares, es el material más económico.
10. Por su gran peso propio, la influencia de las variaciones de cargas móviles es menor.

1.1.4.2 Desventajas del concreto armado frente a otros materiales

1. Tiene poca resistencia a la tracción, aproximadamente la décima parte de su resistencia a la compresión. Aunque el acero se coloca de modo que absorba estos esfuerzos, la formación de grietas es inevitable.
2. Requiere de encofrado lo cual implica su habilitación, vaciado, espera hasta que el concreto alcance la resistencia requerida y desencofrado. con el tiempo que estas operaciones implican.
3. El costo del encofrado puede alcanzar entre un tercio y dos tercios del costo total de la obra.
4. Su relación resistencia a la compresión versus peso está muy por debajo que la correspondiente al acero.
5. El concreto requiere mayores secciones y por ende el peso propio es una carga muy importante en el diseño.
6. Requiere de un permanente control de calidad, pues ésta se ve afectada por las operaciones de mezcla, colocación, curado, etc.
7. Presenta deformaciones variables con el tiempo. Bajo cargas sostenidas, las deflexiones en los elementos se incrementan con el tiempo. "

(Harmsen, 2002)

1.1.5 Concreto presforzado

Una de las mejores definiciones del concreto presforzado es la del Comité del Concreto Presforzado del ACI (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE), la cual lo describe como:

"Concreto en el cual han sido introducidos esfuerzos internos de tal magnitud y distribución que los esfuerzos resultantes de las cargas externas dadas se equilibran hasta un grado deseado. "

1.1.5.1 Métodos de presforzado

“En el concreto presforzado existen dos categorías: pretensado o postensado. Los miembros del concreto pretensado presforzado se producen restirando o tensando los tendones entre anclajes externos antes de vaciar el concreto y al endurecerse el concreto fresco, se adhiere al acero. Cuando el concreto alcanza la resistencia requerida, se retira la fuerza presforzante aplicada por gatos, y esa misma fuerza es transmitida por adherencia, del acero al concreto. En el caso de los miembros de concreto postensado, se esfuerzan los tendones después de que ha endurecido el concreto y de que se haya alcanzado suficiente resistencia, aplicando la acción de los gatos contra el miembro de concreto mismo.

A. Pretensado

Los tendones, generalmente son de cable torcido con varios torones de varios alambres cada uno, se restiran o se tensan entre apoyos. Se mide el alargamiento de los tendones, así como la fuerza de tensión aplicada con los gatos. Con la cimbra en su lugar, se vacía el concreto en torno al tendón esforzado. A menudo se usa concreto de lata resistencia a corto tiempo, a la vez que es curado con vapor de agua, para acelerar el endurecimiento. Después de haberse logrado la resistencia requerida, se libera la presión de los gatos. Los torones tienden a acortarse, pero no lo hacen por estar ligados al concreto por adherencia. En esta forma la fuerza de presfuerzo es transferida al concreto por adherencia, en su mayor parte cerca de los extremos de la viga.

Con frecuencia se usan uno, dos o tres depresores intermedios del cable para obtener el perfil deseado. Estos dispositivos de sujeción quedan embebidos en el elemento al que se le aplica el presfuerzo.

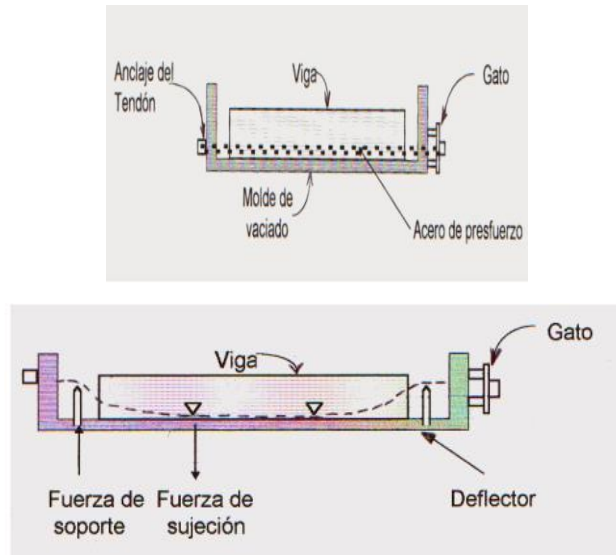


Figura 3. Pretensado de viga

B. Postensado

Cuando se hace el presforzado por postensado, generalmente se colocan en los moldes de las vigas ductos huecos que contienen a los tendones no esforzados, y que siguen el perfil deseado, antes de vaciar el concreto. Los tendones pueden ser alambres paralelos atados en haces, cables torcidos en torones, o varillas de acero. El ducto se amarra con alambres al refuerzo auxiliar de la viga (estribos sin reforzar) para prevenir su desplazamiento accidental, y luego se vacía el concreto. Cuando éste ha adquirido suficiente resistencia, se usa la viga de concreto misma para proporcionar la reacción para el gato de esforzado.

La tensión se evalúa midiendo tanto la presión del gato como la elongación del acero. los tendones se tensan normalmente todos a la vez ó bien utilizando el gato monotorón. Normalmente se rellenen de mortero los ductos de los tendones después de que éstos han sido esforzados. Se forza el mortero al interior del ducto en uno de los extremos, a alta presión, y se

continúa el bombeo hasta que la pasta aparece en el otro extremo del tubo. Cuando se endurece, la pasta une al tendón con la pared interior del ducto.

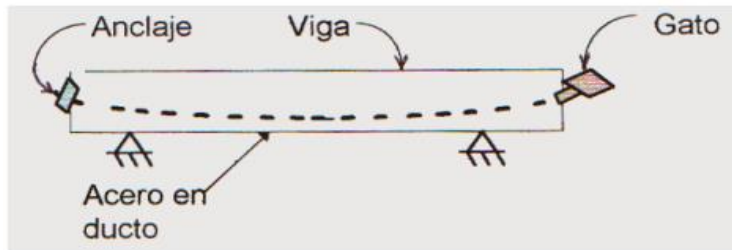


Figura 4. Viga postensada

1.1.6 Acero de refuerzo

El acero de refuerzo se coloca para absorber y resistir esfuerzos provocados por cargas y cambios volumétricos por temperatura y queda ahogado dentro de la masa del concreto, ya sea colado en obra o precolado. El acero de refuerzo es la varilla corrugada o lisa; además de los torones y cables utilizados para pretensados y postensados. Es posible, también, reforzar el concreto ahogando perfiles rolados tales como vigas I, H, etc. Otros elementos fabricados de acero se utilizan como refuerzo del concreto: mallas, castillos y cadenas electrosoldados. Todos estos elementos son prefabricados.

GRADO	LÍMITE DE FLUENCIA MÁXIMA N/mm ² (kg/cm ²)	
30	294	3000
42	412	4200
52	510	5200

Tabla 4. Clasificación del acero de refuerzo por su límite de fluencia

NÚMERO	PESO/m	DIMENSIONES NOMINALES				CANTIDAD DE VARILLAS DE 12M PO TONELADA
		DIÁMETRO (mm)	DIÁMETRO (pulgada)	ÁREA (mm ²)	PERÍMETRO (mm)	
2.5	0.388	7.90	5/16	49.00	24.80	-
3	0.560	9.50	3/8	71.00	29.80	150
4	0.994	12.70	1/2	127.00	39.90	84
5	1.552	15.90	5/8	198.00	50.00	53
6	2.235	19.10	3/4	285.00	60.00	37
8	3.973	25.40	1	507.00	79.80	21
10	6.225	31.80	1 1/4	794.00	99.90	13
12	8.938	38.10	1 1/2	1140.00	119.70	9
14	12.147	44.50	1 3/4	1552.00	139.60	-
16	15.890	50.80	2	2026.00	159.60	-
18	20.076	57.20	2 1/4	2565.00	179.50	-

Nota 1. El número de designación de las varillas corrugadas corresponde al número de octavos de pulgada de su diámetro nominal.

Nota 2. El término peso utilizado en esta tabla debe considerarse más adecuadamente como masa refiriéndose a la cantidad de materia que contienen los cuerpos.

Nota 3. La información de esta tabla fue obtenida de la norma mexicana NMX-C-407 ONNCCE-2001 relativa a las varillas corrugadas y lisas de acero y a la información proporcionada por fabricantes de varillas.

Tabla 5. Características físicas de las varillas corrugadas para refuerzo de concreto

2.1 DURABILIDAD DEL CONCRETO

2.1.1 Concepto de durabilidad

La durabilidad es la capacidad que tienen las estructuras de concreto reforzado de conservar inalteradas sus condiciones físicas y químicas durante su vida útil cuando se ven sometidas a la degradación de su material por diferentes efectos de cargas y sollicitaciones, las cuales están previstas en su diseño estructural. El diseño estructural de un edificio de concreto reforzado, debe estipular las medidas adecuadas para que éste alcance la vida útil establecida en el proyecto, teniendo en cuenta las condiciones ambientales, climatológicas y el género de edificio a construir. Todos los agentes agresivos a los cuales estará expuesto el edificio deberán de

identificarse. Las medidas preventivas indicadas en la etapa de proyecto suelen ser muy eficaces y reducen posibles gastos posteriores. ”

(Naus, 2000)

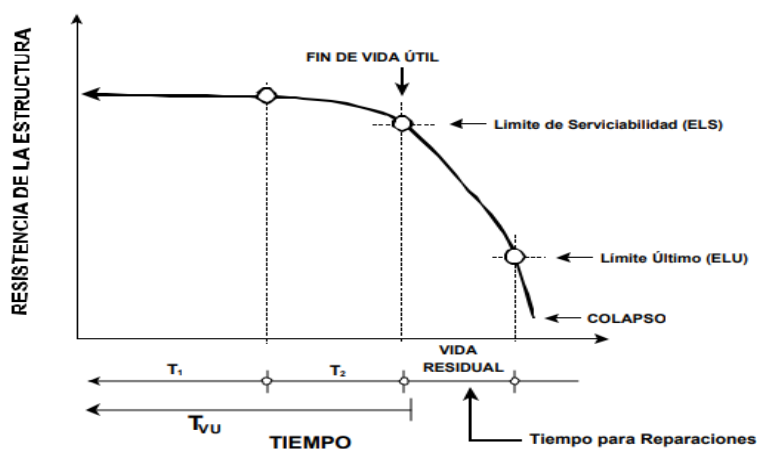


Figura 5. Modelo de durabilidad

2.1.2 Vida útil de las estructuras

Se entiende por Vida útil el periodo de tiempo durante el cual la estructura es capaz de desempeñar las funciones para las cuales fue proyectada, sin necesidad de intervenciones no previstas.

Con el tiempo se han definido varios tipos de vida útil o de servicio, como la vida útil desde el punto de vista técnico, funcional o económico. Asimismo, en el ACI 365.1R - 00, se habla de que se necesita un enfoque más preciso para el diseño de las estructuras cuando se basan en consideraciones relativas a la vida útil o de servicio, debiéndose considerar los efectos del medio ambiente sobre el concreto, las consideraciones de diseño y de cargas, las interacciones entre los efectos del medio ambiente y de las

cargas, aspectos relativos a la construcción y al mantenimiento a lo largo de su vida de servicio.

Los conceptos de vida útil para edificios y estructuras se remontan a cuando los primeros constructores descubrieron que ciertos materiales y diseños duraban más que otros. A lo largo de la historia, las predicciones de vida útil de estructuras, equipos y otros componentes fueron generalmente cualitativas y empíricas. La comprensión de los mecanismos y la cinética de muchos procesos de degradación del concreto ha formado una base para hacer predicciones cuantitativas de la vida útil de las estructuras y componentes hechos de concreto. Además del colapso estructural real o potencial, muchos otros factores pueden regir la vida útil de una estructura de concreto. Por ejemplo, los costos operativos excesivos pueden llevar al reemplazo de una estructura.

Por su parte la vida útil económica es el tiempo en servicio hasta que el reemplazo de la estructura (o parte de ella) es económicamente más ventajoso que mantenerla en servicio.

Las metodologías de vida útil tienen aplicación tanto en la etapa de diseño de una estructura, donde se establecen ciertos parámetros, como la relación de agua-materiales cementantes (w/cm), el recubrimiento del concreto y los aditivos, como en la fase de operación, donde se inspeccionan y se pueden desarrollar estrategias de mantenimiento en apoyo de los análisis de costos del ciclo de vida. El diseño de vida útil incluye el diseño arquitectónico y estructural, la selección y el diseño de materiales, los planes de mantenimiento y los planes de garantía y control de calidad para una estructura futura.

Por su parte en base a las predicciones de vida restante de una estructura, se pueden tomar decisiones de si una estructura debe repararse, rehabilitarse o reemplazarse. Reparación y rehabilitación a menudo se usan indistintamente. El primer paso de cada uno de estos procesos debe ser abordar la causa de degradación. La distinción entre rehabilitación y

reparación es que la rehabilitación incluye el proceso de modificar una estructura a una condición útil deseada, mientras que la reparación no cambia la función estructural. Para predecir la vida útil de estructuras de concreto o elementos debe definirse el final de la vida. Por ejemplo, el final de la vida puede definirse como:

- La seguridad estructural es inaceptable debido a la degradación del material o al exceso de la capacidad de carga de diseño;
- Degradación grave del material, como la corrosión del acero;
- Los requisitos de mantenimiento exceden los límites de recursos disponibles;
- La estética se vuelve inaceptable; o
- La capacidad funcional de la estructura ya no es suficiente para una demanda. " (Naus, 2000)

En la actualidad, uno de los aspectos de mayor interés corresponde a la seguridad de las personas, propiedades y la protección del medio ambiente; motivo por el cual se han implementado nuevas normativas con el objetivo de que las edificaciones sean idóneas para su uso durante su vida útil. Para que eso se alcance, las estructuras deben cumplir con los siguientes requisitos:

- a) Los edificios deben de ser seguros y funcionales esto quiere decir, que las estructuras deben soportar las acciones mecánicas, físicas y químicas a las que puedan estar sometidas durante su construcción y su vida útil.
- b) Deben de ser capaces de soportar las acciones del fuego, reduciendo al mínimo el riesgo de que los usuarios de las edificaciones sufran daños derivados de un posible incendio accidental.
- c) Las edificaciones deben cumplir mínimos de higiene, salud y protección del medio ambiente, esto consiste en reducir al mínimo el riesgo de que se provoquen impactos negativos sobre el medio ambiente como consecuencia de la ejecución de la obra, su uso y su demolición.

Para que estos requisitos se cumplan, es importante definir la vida útil que tendrá la edificación en el momento del diseño del proyecto; ésta no podrá ser

inferior a lo especificado por las normativas vigentes en el lugar donde se vaya a desarrollar el proyecto. En México las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del Reglamento de Construcciones de la ciudad de México (NTCC, RCDF) establecen que las estructuras para edificios deben tener una vida útil de 50 años. Asimismo existen otras normativas internacionales que muestran una mayor variedad de recomendaciones para diferentes tipos de estructuras.

Tipo de estructura	Vida útil
Estructuras de carácter temporal	Entre 3 y 10 años.
Elementos reemplazables que no forman parte de la estructura principal (por ejemplo, barandales, apoyos de tuberías).	Entre 10 y 25 años.
Edificios (o instalaciones) agrícolas o industriales y obras marítimas.	Entre 15 y 50 años.
Edificios de viviendas u oficinas, puentes u obras de peso de longitud total inferior a 10 metros y estructuras de ingeniería civil; excepto obras marítimas, de repercusión económica baja o media.	50 años.
Edificios de carácter monumental o de importancia especial. Puentes de longitud total igual o superior a 10 metros y otras estructuras de ingeniería civil de repercusión económica alta.	100 años.

Tabla 6. Vida útil nominal de los diferentes tipos de estructuras según la normativa Española del Concreto Estructural

Una estructura no debe exceder tres estados límites, los cuales son: Estado Límites Últimos, Estado Límite de Servicio y Estado Límite de Durabilidad: $tL \geq td$, Donde:

tL : Tiempo necesario para que el agente agresivo produzca un ataque o degradación significativa.

td : Valor de cálculo de la vida útil afectado por el correspondiente coeficiente de seguridad.

2.1.3 Patologías en estructuras de concreto

La Patología puede ser definida como la parte de la Ingeniería que estudia los síntomas, los mecanismos, las causas y los orígenes de los defectos de las obras civiles, o sea, es el estudio de las partes que conducen al diagnóstico del problema. A la terapia le corresponde el estudio de la corrección y la solución de estos problemas patológicos o incluso los debidos al envejecimiento natural. Para obtener éxito en las medidas terapéuticas, de corrección, reparación, refuerzo o protección es necesario que no solo el estudio precedente, es decir, el diagnóstico de la cuestión, haya sido bien definido sino, principalmente, que se conozca muy bien las ventajas y las desventajas de los materiales, sistemas y cada uno de los procedimientos de rehabilitación de estructuras, pues para cada situación particular hay una alternativa indicada de intervención.

Un diagnóstico adecuado y completo será aquel que esclarezca todos los aspectos del problema, es decir: los síntomas, el mecanismo, el origen, las causas y las consecuencias y oportunidad de la intervención.

SÍNTOMAS

Los problemas patológicos, salvo raras excepciones, presentan manifestaciones externas características, a partir de las cuales se puede deducir cual es la naturaleza, el origen y los mecanismos de los fenómenos involucrados, así como estimar sus probables consecuencias. Estos síntomas, también denominados lesiones, daños, defectos o manifestaciones patológicas pueden ser descritos y clasificados, orientando un primer diagnóstico, a partir de observaciones visuales detalladas efectuadas por personal experimentado. Los síntomas más comunes, de mayor incidencia en el concreto son las fisuras, las eflorescencias, las manchas en el concreto, la corrosión de armaduras, los defectos de vertido y compactación y los problemas debidos a la segregación de los componentes del concreto.

MECANISMO

Todo problema patológico ocurre a través de un proceso, de un mecanismo. Por ejemplo: la corrosión de las armaduras en el concreto armado es un fenómeno de naturaleza electroquímica, que puede ser acelerado por la presencia de agentes agresivos externos, del ambiente, o internos, incorporados al concreto. Conocer el mecanismo del problema es fundamental para una terapia adecuada.

ORIGEN

El proceso de construcción puede ser dividido en cinco grandes etapas: planeamiento, proyecto, fabricación de materiales y elementos fuera de la obra, ejecución propiamente dicha a pie de obra, y uso; esta última etapa más larga en el tiempo, involucra la operación y mantenimiento de las obras civiles. Los problemas patológicos se manifiestan durante la construcción o después de la ejecución propiamente dicha, última etapa de la fase de

producción. Normalmente ocurren con mayor incidencia en la etapa de uso. Un diagnóstico adecuado del problema debe indicar en qué etapa del proceso constructivo tuvo origen el fenómeno. Para cada origen del problema existe la terapia más adecuada, aunque el fenómeno y los síntomas puedan ser los mismos.

Un elevado porcentaje de las manifestaciones patológicas tiene origen en las etapas de planeamiento y proyecto. Las fallas de planeamiento y proyecto son en general más graves que las fallas de calidad de los materiales o de mala ejecución. Es siempre preferible invertir más tiempo en hacer un diseño detallado de la estructura, que, por falta de previsión, tomar decisiones apresuradas y adaptadas durante la ejecución.

CAUSAS

Los agentes causantes de los problemas patológicos pueden ser varios: cargas, variaciones de humedad, variaciones térmicas intrínsecas y extrínsecas al concreto, agentes biológicos, incompatibilidad de materiales, agentes atmosféricos y otros.

En el caso de una fisura en viga por la acción de momentos flectores, el agente causante es la carga – si no hubiera carga, no habría fisura- cualquiera que fuera el origen del problema. En el caso de fisuras verticales en vigas pueden ser los agentes causantes tanto las variaciones de humedad – retracción hidráulica por falta de curado- como gradientes térmicos resultantes del calor de hidratación del cemento, o movimientos térmicos resultantes de variaciones diarias y anuales de la temperatura ambiente.

2.1.3.1 Acciones y mecanismos de deterioro de las estructuras

Las acciones sobre las estructuras son parámetros fundamentales a considerar en su diseño ya que inciden directamente en la durabilidad, el

servicio, la estabilidad y la resistencia. Por esta razón, cuando nos encontramos frente a una deficiencia es esencial determinar la causa que la origina, muchas veces asociada a más de una acción. Las acciones sobre una estructura pueden ser de origen externo o interno a ella y pueden generar fenómenos o procesos de tipo físico, químico, mecánico o biológico que pueden afectar o limitar una o más de las condiciones del comportamiento establecidas en el proyecto.

Las Acciones Externas pueden dividirse en:

- a) Funcionales
- b) Ambientales

Las Acciones Internas pueden dividirse en

- a) Intrínsecas
- b) Inducidas o impuestas

Acciones externas-funcionales

Son consecuencia de la existencia o del uso de la construcción y su manifestación genérica; son las cargas equivalentes actuando sobre las estructuras.

Acciones externas-ambientales

Las acciones ambientales sobre las estructuras de concreto están básicamente relacionadas con el entorno donde se encuentra implantada la construcción, sólido, líquido o gaseoso y de su interacción con el medio circundante.

Acciones internas- intrínsecas

Son cambios volumétricos que se manifiestan y que tienen características propias según el tipo de concreto utilizado, contenido y tipo de cemento, cantidad de aire incorporado, cuantías y tipo de armaduras, etc., y proceso de formación, curado, protección del viento, etc. los que de acuerdo a las restricciones internas o externas se traducen en esfuerzos o tensiones que pueden afectar la durabilidad y aun llegar a modificar el comportamiento de la estructura.

Acciones internas-inducidas

Son deformaciones impuestas, algunas con el objetivo de mejorar el comportamiento estructural, ya sea en relación a su capacidad portante, la durabilidad o su condición de servicio, por ejemplo, cuando se emplean técnicas del pretensado o del postensado en todas sus variantes externo, interno con o sin adherencia, otras se producen como consecuencia de movimientos en las fundaciones.

Acción de cargas exteriores- Procesos mecánicos

La acción de las cargas exteriores genera en el concreto armado un estado tensional complejo. Si se analiza un elemento cualquiera de una estructura de concreto armado, se comprueba que cada una de sus secciones está sometida a una sollicitación simple o, a una compuesta por varios tipos de sollicitaciones simples. Las sollicitaciones simples son las denominadas de tracción, de compresión, de flexión, de corte y de torsión. De existir alguna deficiencia en una estructura de concreto armado, esta se manifestará en la mayoría de los casos a través de una configuración de fisuras que dependerá del tipo de sollicitación que actúe en ese sector. Por lo tanto, la interpretación de las fisuras observadas en una estructura de concreto armado nos puede guiar, con cierta certeza, a encontrar las causas del problema.

Cambios de humedad y temperatura

Los cambios de temperatura ocasionan variaciones de volumen, en forma similar a lo que ocurre con cualquier sólido, es decir, se dilata cuando se calienta y se contrae cuando se enfría. Algo similar ocurre con los cambios en el contenido de humedad: el concreto se expande cuando se humedece y se contrae cuando se seca.

La morfología de las fisuras es simple, son aproximadamente paralelas entre sí, sin entrecruzamientos y se orientan perpendicularmente a la tensión principal de tracción. Dado que el concreto se seca lentamente, este tipo de fisuras no aparece sino varias semanas después o incluso meses.

Prácticamente no existen recursos para evitar la contracción del concreto, solo pueden minimizarse, por lo tanto, si el concreto está limitado en su contracción, la ausencia total de fisuras es prácticamente imposible.

Corrosión de armaduras

La corrosión de armaduras es un proceso electroquímico que provoca la degradación del acero del concreto. Los factores que afectan a este fenómeno están asociados fundamentalmente a las características del concreto, al medio ambiente y a la disposición de las armaduras en los componentes estructurales afectados. Los daños causados por corrosión de armaduras generalmente se manifiestan a través de fisuras en el concreto paralelas a la dirección de los refuerzos, delaminación y desprendimientos del recubrimiento. En componentes estructurales que presentan un elevado contenido de humedad, los primeros síntomas de corrosión se evidencian por medio de manchas de óxido en la superficie del concreto.

Los daños por corrosión pueden afectar la capacidad portante de los componentes estructurales afectados, debidos fundamentalmente a la

disminución transversal de las armaduras, la pérdida de adherencia entre el acero y el concreto y la fisuración de éste.

(Ramírez, 2011)

Asimismo, podemos identificar tres familias de procesos patológicos que afectan a los elementos constructivos en función de su "carácter", es decir, del tipo de acción que lo provoca y de la propia evolución del proceso. En este caso hablamos de procesos mecánicos, físicos y químicos. En lo que respecta a los elementos estructurales del edificio, podemos encontrar procesos de los tres tipos, aunque, por su funcionalidad, cobran más importancia los mecánicos.

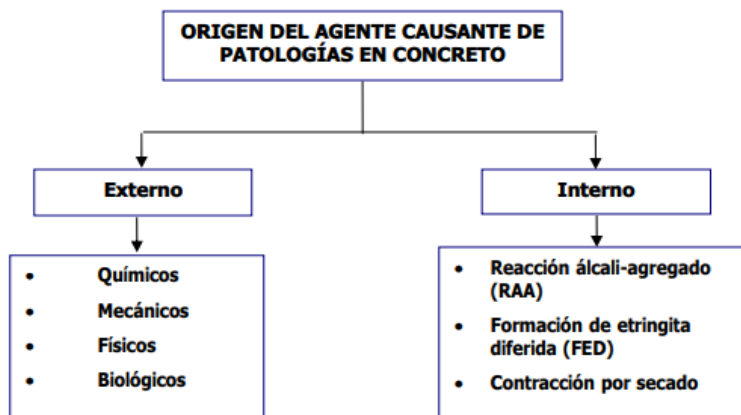


Figura 6. Clasificación de patologías según el origen del agente causante

AGENTES EXTERNOS Químicos

El principal efecto provocado por los agentes químicos en contacto con el concreto endurecido, es la desintegración de la pasta del cemento. La reacción entre la solución agresiva y la pasta puede generar productos solubles o insolubles expansivos.

Las reacciones por agentes químicos traen consigo el descenso del pH, o sea la pérdida de alcalinidad de la pasta del cemento, lo que reduce la

capacidad del concreto para proteger el acero de refuerzo de la corrosión. El fenómeno de corrosión de los metales se genera a partir de una reacción química interna favorecida por la presencia de alguna sustancia del entorno.

Las sustancias agresivas, se trasladan desde la fuente contaminante (medio ambiente o microclima), hasta la superficie y penetran en el interior de la masa de concreto. Los daños provocados por las reacciones químicas, pueden presentarse tanto como inmediatamente después del contacto, como a largo plazo, esto depende de la concentración de la solución, la velocidad de transporte, el tiempo de exposición y las condiciones de temperatura y presión del medio.

Entre los agentes químicos que deterioran el concreto se encuentran: el ataque de ácidos, la corrosión, el ataque de sulfatos y la carbonatación.

a) Ataque de ácidos:

El concreto es un material silicio-calcáreo, con un fuerte carácter básico, cuyo pH alcanza fácilmente valores de 13, por consiguiente, es un material susceptible al contacto con cualquier fluido ácido. El deterioro que sufren los elementos de concreto en contacto con ácidos, es la disolución o pérdida de la pasta del cemento por las reacciones que se producen entre los ácidos y los compuestos *cálcicos del cemento hidratado (hidróxido, silicato y aluminato de calcio)*. En la **Figura 7** se presenta un esquema del deterioro causado por la acción de los ácidos.

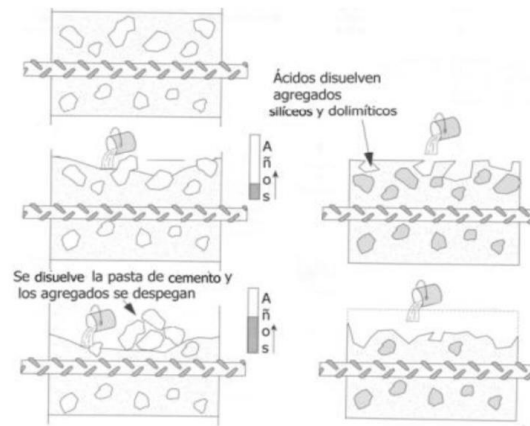


Figura 7. Esquema de deterioro del concreto causado por los ácidos

Fuente: Adaptado de Emmons (1993)

ÁCIDOS	
INORGÁNICOS	ORGÁNICOS
Clorhídrico	Acético
Brómico	Fórmico
Carbónico	Láctico
Ácido de cromo	Cítrico
Fluorhídrico	Tánico
Fosfórico	Butílico
Nítrico	Úrico
Sulfúrico	Húmico
Sulfuroso	Fenol
OTRAS SUSTANCIAS	
Hidrógeno sulfurado	Grasas animales y vegetales
Sales de amonio	Aceites vegetales
Cloruro de aluminio	Microorganismos

Tabla 7. Ácidos y sustancias comunes perjudiciales para el concreto

Fuente: Sánchez de Guzmán (2002) y Neville (1999)

El ácido clorhídrico genera cloruro cálcico y el ácido nítrico da como resultado nitrato de calcio, ambos compuestos solubles en agua; mientras que el ácido sulfúrico produce sulfato cálcico que precipita como yeso, también soluble.

La velocidad de degradación del concreto, depende de la concentración del ácido y de la solubilidad del producto de la reacción. Los ácidos inorgánicos más agresivos a temperatura ambiente son: clorhídrico, fluorhídrico, nítrico y sulfúrico; mientras que los orgánicos son: acético, fólico y láctico.

Algunas de las sustancias del medio ambiente que se encuentran en contacto con las estructuras y que se convierten en ácidos, son las siguientes:

- Los gases producto de la combustión que se combinan con la humedad y forman ácido sulfúrico (lluvia ácida).

- El agua de minas, aguas industriales y residuales. Estas forman ácido sulfúrico y sulfuroso; al igual que los vapores volcánicos con alto contenido de azufre.

- Los suelos tipo turbas pueden tener sulfuro de hierro que generan ácido.

- Las aguas montañosas de carácter ácido poseen ácidos orgánicos y bióxido de sulfúrico y carbono libre.

- Las industrias agrícolas y agro alimenticias producen grandes cantidades de ácidos orgánicos, tales como: fermentadoras, lecherías, destiladoras, productoras de jugos cítricos y de pulpa de frutas, carnicerías, procesadoras de caña de azúcar y de algunos productos de madera.

b) Corrosión del acero de refuerzo:

El concreto le ofrece protección contra la corrosión al acero de refuerzo, ya que el oxígeno presente dentro del concreto forma una película de óxido en las barras, que constituye una capa pasiva que impide una corrosión

profunda. Además, el carácter básico y la resistencia eléctrica del concreto que recubre el acero evitan la penetración de agentes agresivos.

La principal causa de la corrosión del acero de refuerzo es la disminución de la alcalinidad del concreto que se encuentra expuesto a sustancias agresivas del medio ambiente como los cloruros y los ácidos.

La corrosión en estructuras de concreto estructural depende de los siguientes factores:

-La permeabilidad del recubrimiento: los procesos de corrosión se dan por el fenómeno de difusión en los poros del concreto, de sustancias como el oxígeno, dióxido de carbono o los iones cloruro, que combinados con la humedad ambiental aceleran el deterioro del acero. Un concreto fabricado con una alta relación A/C, una mala compactación, segregación de la mezcla, un deficiente curado y un secado prematuro por efectos del viento o la radiación solar; se convierte en un concreto con alta porosidad y alta permeabilidad en la zona del recubrimiento, que facilita el ingreso de sustancias agresivas que corroen las armaduras y deterioran el elemento estructural.

-El espesor del recubrimiento: según la Segunda Ley de Fick, la velocidad de penetración del carbonato es proporcional a la raíz cuadrada del tiempo de exposición (Sánchez de Guzmán, 2002); por lo que se estima que, si el recubrimiento de un elemento es la mitad que el de otro elemento, el primero sufre oxidación de su refuerzo en una cuarta parte del tiempo que el segundo, estando ambos expuestos a las mismas condiciones ambientales y contruidos con el mismo concreto.

-Penetración de cloruros: los cloruros provienen del agua de mar, sales de deshielo y otros iones con un pH cercano a 9; estos producen picaduras locales que disminuyen la sección de las barras de acero. La penetración de cloruros se favorece en los ciclos de humedecimiento y secado.

La corrosión electroquímica es la que se da dentro del concreto, ya que se trata de una reacción química en donde se produce transferencia de iones y electrones en un medio acuoso. La corrosión ocurre dentro de una celda electroquímica, que está formada por: un ánodo donde ocurre la oxidación, un cátodo donde ocurre la reducción, un conductor que ponga en contacto al cátodo con el ánodo y el electrolito para cerrar el circuito.

Los iones Fe^{2+} y OH^- se combinan para formar hidróxido de hierro (Fe_2O_3), que combinado con el agua de la atmósfera forman óxido o herrumbre. El óxido de hierro es expansivo, llega a aumentar desde 2 a 7 veces su volumen, dependiendo de la cantidad de oxígeno disponible para la reacción. Dicho aumento de volumen provoca esfuerzos radiales de tensión que producen fisuras y delaminaciones en el concreto, trayendo como consecuencia la disminución de la adherencia entre el concreto y el refuerzo, generando finalmente una pérdida considerable en la capacidad mecánica del elemento estructural. En la **Figura 8** se muestra un esquema del deterioro provocado por la corrosión.

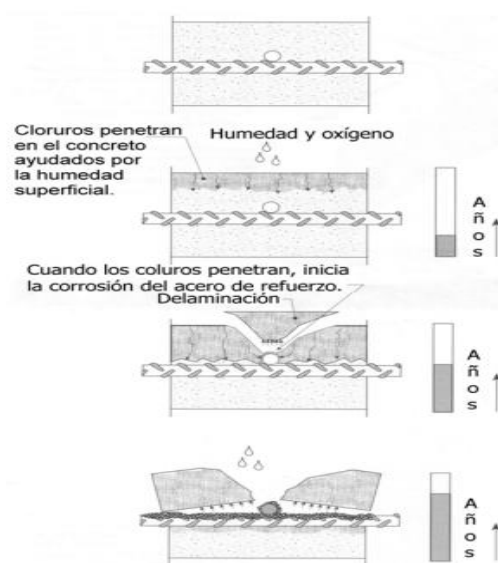


Figura 8. Esquema de deterioro provocado por la corrosión

Existen varios tipos de corrosión electroquímica que tienen lugar dentro del concreto:

-Uniforme: es la corrosión generalizada por la pérdida de la capa pasivadora, causada por la carbonatación, por la acción intensa de iones cloruro o la lixiviación de líquidos ácidos.

-Localizada: es la corrosión que se concentra en ciertas zonas, en donde penetran directamente el oxígeno, la humedad y sustancias agresivas.

-Picaduras: se manifiesta por picaduras profundas de las zonas anódicas, que se corroen por acción de iones cloruro o como efecto de diferencias entre aleaciones en el acero.

-Biológica: es la corrosión provocada por el contacto del acero con microorganismos biológicos que generan sustancias ácidas y agresivas.

- Bajo esfuerzo: se presenta con mayor frecuencia en elementos de concreto presforzado como consecuencia de la despasivación local. Se da en las zonas donde el elemento se encuentra sometido a cargas de tensión; en este punto el concreto se fisura, dando paso a agentes agresivos que penetran y corroen la barra de acero.

-Galvánica: se presenta cuando dos metales de diferente potencial, están en contacto con el mismo electrolito. En el concreto se da cuando el acero exterior se encuentra más corroído que el interior y cuando el acero se encuentra en contacto con otros metales, como es el caso de tuberías de sistemas eléctricos. En la **Figura 9** se presenta un ejemplo de corrosión galvánica.

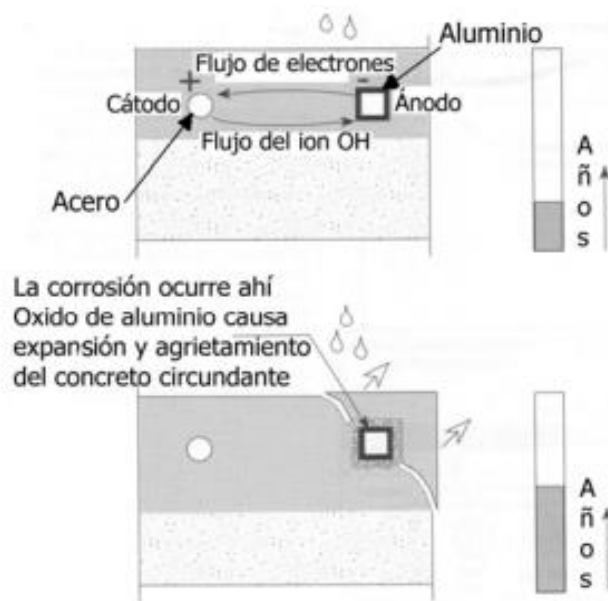


Figura 9. Ejemplo de corrosión galvánica del concreto

b) Ataque de sulfatos

El ataque que genera el ion sulfato en el concreto, se origina por dos reacciones químicas:

- La combinación de los sulfatos con el hidróxido de calcio de la pasta (cal libre), produce sulfato de calcio soluble (yeso).
- El yeso se combina con el aluminato tricálcico hidratado del cemento (CA), para formar sulfoaluminato de calcio (etringita).

Estas reacciones dentro de la pasta del cemento, tienen como resultado un aumento en el volumen del sólido, por lo que el concreto se expande, se fractura y se ablanda; produciéndose una pérdida de adherencia entre la pasta, los agregados y el acero de refuerzo, lo cual conlleva a una disminución en la capacidad estructural del elemento. Además, la porosidad de un concreto agrietado, propicia la entrada de diversas sustancias agresivas que se encuentran en el entorno. En la siguiente figura se muestra el deterioro causado por el ataque de sulfatos en elementos de concreto.

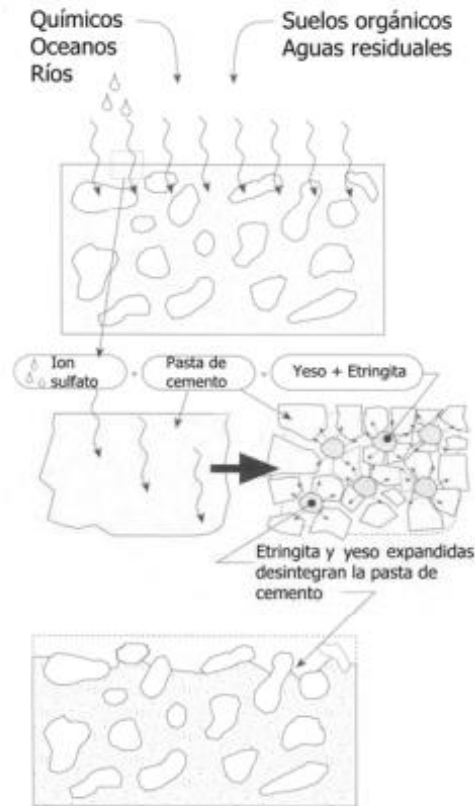
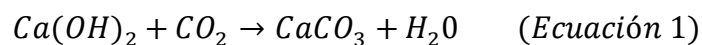


Figura 10. Esquema de deterioro en concreto causado por ataque de sulfatos

c) Carbonatación

La carbonatación, se debe a la penetración del dióxido de carbono (CO_2) de la atmósfera o del suelo, dentro de los poros del concreto endurecido.

El CO_2 se disuelve en los poros, reaccionando con los componentes alcalinos de la fase acuosa del concreto y produciendo ácido carbónico. Dicho ácido convierte el hidróxido de calcio (cal libre del cemento) en carbonato de calcio (CaCO_3) y agua.



Esta reacción trae consigo dos efectos negativos en el concreto:

-Desciende el pH superficial del concreto de 13, hasta valores iguales o inferiores a 9. El concreto al perder su basicidad, disminuye su capacidad protectora de la corrosión del acero de refuerzo; o sea al aumentar la penetración de la carbonatación (frente de carbonatación), se pierde el efecto de la capa pasivadora del recubrimiento del concreto.

-Se da una contracción adicional en la superficie del concreto, por la disminución del volumen de la pasta de cemento, induciendo el agrietamiento y facilitando el ingreso de sustancias agresivas.

La reacción es más intensa, si los cambios de humedad, presión y temperatura ambiental son más significativos y si la permeabilidad y porosidad del concreto es considerable. El fenómeno es más común en lugares con humedades relativas entre un 65% y 98%. En estructuras que se encuentran permanentemente saturadas no existe la posibilidad de carbonatación, ya que la difusión del dióxido de carbono es posible solamente en poros llenos de aire. En la siguiente figura se presenta un esquema del deterioro provocado por la carbonatación del concreto.



Figura 11. Esquema de deterioro causado por la carbonatación

La profundidad del frente de carbonatación, es proporcional a la raíz cuadrada del tiempo de exposición, esto según la Segunda Ley de difusión de Fick:

$$x = k\sqrt{t} \quad (\text{Ecuación 2})$$

Donde:

X=profundidad del frente de carbonatación (mm)

K = coeficiente de carbonatación

T = tiempo transcurrido (años)

El coeficiente de carbonatación k , depende de las condiciones ambientales y de las características del concreto. Entre las características ambientales, se encuentran: cantidad de CO_2 en la atmósfera, humedad relativa, temperatura y la presión del medio ambiente. Las características del concreto que toma en cuenta k son las relacionadas con la permeabilidad del recubrimiento, tales como: porosidad, difusión y absorción. Generalmente, el coeficiente de carbonatación se determina experimentalmente para determinadas condiciones ambientales, expresándolo en función de alguna característica del concreto como la absorción capilar.”

(Rodríguez, 2006)

2.1.4 Ambiente de exposición de las estructuras

Las causas externas de carácter no estructural que suelen afectar la durabilidad de una estructura de concreto, son consecuencia principalmente de sus condiciones de exposición y servicio. Las condiciones de exposición se refieren básicamente a las del medio ambiente y el medio de contacto con el concreto en el sitio, mientras que las de servicio son inherentes a las funciones operativas de cada estructura en particular.

2.1.4.1 Medio ambiente

La temperatura y humedad son características ambientales cuyas magnitudes y variaciones pueden afectar la obtención de propiedades y el desempeño del concreto en sus diferentes modalidades y etapas, desde recién mezclado hasta completamente endurecido.

2.1.4.2 Medio de contacto

El concreto en la estructura puede tener contacto permanente, cíclico o eventual con diversos medios, dependiendo de aspectos tales como la localización, tipo y funciones de la estructura y de su posición dentro de ésta. No necesariamente todos los medios de contacto ejercen acciones que afectan la durabilidad del concreto, ni tampoco un mismo medio debe juzgarse siempre igual. Más bien lo que procede es identificar los agentes que pueden dañar al concreto, evaluar el grado de concentración en que son dañinos y cuantificar su existencia en el medio de contacto.

Algunos medios de contacto a los que pueden estar sujeto las estructuras son:

- ✓ Suelo y agua freática
- ✓ Aguas superficiales
- ✓ Agua de mar
- ✓ Aguas residuales
- ✓ Salmueras
- ✓ Aire atmosférico
- ✓ Sustancias químicas.

(Camacho, 2009)

3.1 PROCESOS DE DEGRADACIÓN EN AMBIENTE MARINO

El agua de mar es uno de los factores principales entre los agentes naturales capaces de causar efectos destructivos sobre el concreto, la destrucción del concreto por acción del agua de mar es debida a uno o varios de los siguientes factores:

- a) Acción del oleaje.

- b) Evaporación del agua de mar, la cual deposita las sales dentro del concreto por encima del nivel de baja marea.
- c) Diferencia de mareas que favorece la acción destructiva debido a la cristalización de las sales.
- d) Reacción química entre las sales del agua y el concreto, la cual favorece la corrosión del acero de refuerzo.
- e) Los organismos marinos y los productos de su actividad biológica.
- f) La acción destructiva debida a la corrosión y expansión del acero de refuerzo

Debido a las acciones indicadas, se forma en el concreto una concentración de sales que, al cristalizar, reaccionan con la pasta de cemento hidratado destruyendo el concreto. Al penetrar las sales en el concreto, por absorción o permeabilidad, originan, en el acero de refuerzo celdas anódicas o catódicas.

Cuando el agua de mar tiene forma de ingresar al concreto por medio de permeabilidad o fisuras, está acelerará el proceso de la corrosión del acero de refuerzo y la magnitud del ataque químico, el cual puede ser en el concreto sumergido, o a la porción del elemento por encima del nivel de marea. El concreto que presenta ciclos de humedad y secado es más propenso a sufrir ataques químicos debido a la evaporación del agua y la penetración de sales, que el concreto que está permanentemente sumergido en el agua.

El agua de mar se caracteriza por la gran estabilidad de sus propiedades fisicoquímicas, y sobre todo por su salinidad, que varía de 30% a 37% por cada litro de agua.

El concreto situado entre la zona de mareas está sujeto a la acción destructiva del oleaje, por debajo del nivel de baja marea, el concreto está

sujeto a ataques químicos y pequeños procesos de abrasión por acción de arenas y gravas.

Pocos metros por debajo de la superficie la fuerza del impacto de las olas sólo es reducida, no siendo apreciables la erosión física y la acción del oleaje.

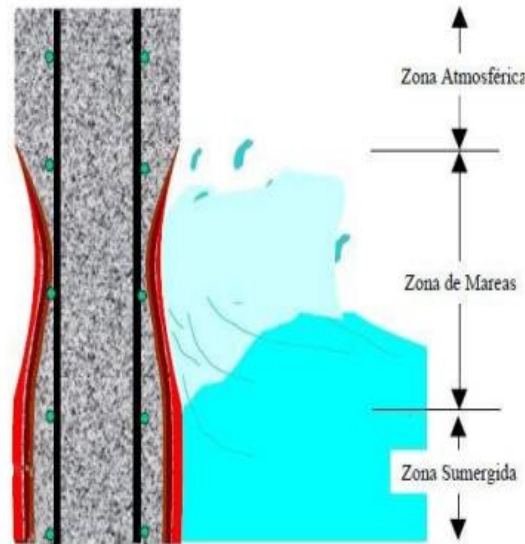


Figura 12. Representación de las zonas de mar en una columna ahogada

En el concreto ocurren diferentes reacciones químicas debido a el agua de mar en el que participan sulfatos, cloruros y la combinación de estos.

Una vez que el concreto es atacado por el agua de mar se presentan las siguientes reacciones:

- Eliminación del sulfato de calcio, debido a la mayor solubilidad del yeso, por acción de los cloruros;
- Sustitución del calcio por hidróxido de magnesio;
- Reacción del sulfato de magnesio con la cal;

- Formación expansiva de sulfoaluminatos y posterior descomposición de éstos, con formación de alúmina hidratada, hidróxido de magnesio y sulfato cálcico.
- Descomposición de los silicatos hidratados, con formación de sílice hidratada, yeso, y óxido de magnesio.



Figura 13. Deterioro del concreto debido a la exposición de un ambiente marino

3.1.1 Procesos más agresivos

3.1.1.1 Cloruros

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

Los cloruros ligados son los que están íntimamente asociados al cemento hidratado y no son solubles en agua, por lo que no causan corrosión; por lo tanto, los límites en las especificaciones deben aplicarse al contenido de cloruros libres en lugar de al contenido total o soluble en ácido.

El ataque por cloruro se da principalmente cuando el ingreso de cloruros es desde el exterior, debido a sales descongelantes o concreto en contacto con agua de mar.

Cuando el concreto está expuesto permanentemente a los cloruros como son los elementos sumergidos en el agua de mar, los cloruros ingresan hasta una cierta profundidad, pero si no existe presencia de oxígeno no producirá corrosión, si el concreto está expuesto a ciclos de humedad y secado el ingreso de los cloruros se da rápidamente, debido a que el concreto seco absorbe agua y si las condiciones ambientales cambian a secas, el agua absorbida se evapora desde los poros hacia el aire pero lo único que se evapora es el agua dejando las sales como residuos en el concreto.

El agua se traslada hacia afuera del concreto y las sales hacia su interior lo que hará que cuando se repita el ciclo de humedad, el agua de mar traerá más sales que penetraran más profundamente hasta alcanzar el acero de refuerzo. Por lo cual en el concreto armado, la absorción de las sales establece áreas anódicas y catódicas, la acción electrolítica resultante conduce a la producción de la corrosión sobre él, con la consecuente ruptura del concreto que lo rodea, de tal manera que los efectos aumentan.

El ingreso de cloruros es fuertemente influido por los ciclos de humedad y secado que dependerá del movimiento del mar, el viento y la exposición al sol.

Efecto de los cloruros en el acero de refuerzo

La pasta de cemento tiene un pH mínimo de 13 y el acero de refuerzo embebido no es propenso a corroerse en esa circunstancia, fundamentalmente por la presencia de una película microscópica de óxido que evita su disolución anódica. No obstante, si el pH disminuye a menos de 10 por la acción de efectos tales como la carbonatación, la corrosión puede iniciarse. El efecto de la carbonatación puede disminuir el pH a niveles de 8

o 9, resultando en corrosión del acero cuando están presentes la humedad y los iones cloruro disueltos en agua en niveles por encima de 0.2 por ciento relativos a la masa de cemento, lo cual acelera la corrosión.

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

En relación con el acero ahogado en el concreto, las barras de refuerzo actuarán como un conductor eléctrico y el agua en los poros de la pasta actuará como electrolito. Durante el proceso de corrosión, el oxígeno es consumido y genera los productos de corrosión; el agua se necesita para permitir que el proceso de corrosión se mantenga y continúe, su presencia se relaciona con la generación de óxido férrico. Así, el resultado principal y más grave de la acción de los cloruros sobre el acero de refuerzo lo constituye la corrosión acelerada que éste sufre a consecuencia de su acción como catalizador en ese proceso electrolítico.

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



Figura 14. Corrosión del acero bajo el ataque de cloruros

3.1.1.2 Sulfatos

El ataque de sulfatos es una de las grandes amenazas para el concreto, los sulfatos realizan una reacción química que incluye la formación de productos expansivos en el concreto endurecido produciendo deformaciones en la estructura y su deterioro.

Los sulfatos pueden originarse de tres formas: de origen natural, biológico e industrial.

- Entre los sulfatos de origen natural se pueden mencionar algunos suelos orgánicos, suelos arcillosos y aguas freáticas de los mismos que produzcan sales sulfatadas. El agua de mar es un agente altamente compuesto de sales de sulfato, además de otras sales agresivas para el concreto.
- Los sulfatos de origen biológico provienen de microorganismos o de aguas residuales que contiene descomposición biológica aeróbica en sustancias orgánicas que comúnmente contienen proteínas y/o azufre.
- Entre los sulfatos de origen industrial se presentan aguas residuales con presencia de azufre, especialmente sulfatos, así como los que provienen de

plantas industriales y fábricas, laboratorios, entre otros, los cuales son desechados y penetran al suelo y a las aguas freáticas.

Los sulfatos más agresivos al concreto son:

- Sulfato de amonio (NH_4SO_4)
- Sulfato de calcio (CaSO_4)
- Sulfato de magnesio (MgSO_4)
- Sulfato de sodio (NaSO_4) "

(GUTIÉRREZ, 2016)

La degradación del concreto por la acción de los sulfatos, es el resultado de las reacciones químicas entre el cemento portland hidratado y los iones de sulfato generados por un agente externo (P. KUMAR METHA 1988). El ataque por sulfatos puede presentarse de dos formas, mediante expansión del concreto y por pérdida de la resistencia y de la masa.

Cuando el concreto presenta fisuras, tiene una mayor permeabilidad dando paso fácil al agua con presencia de sulfatos, originando que el concreto se expanda y ocasione daños estructurales.

Existen dos reacciones químicas involucradas en el ataque de sulfatos al concreto.

1. Combinación de los sulfatos con hidróxido de calcio (cal hidratada), liberada durante el proceso de hidratación del cemento. Esta combinación forma sulfato de calcio (yeso).

2. Combinación de sulfato de calcio y aluminato de calcio hidratado para formar sulfoaluminato de calcio también llamado etringita secundaria. Una solución de sulfato ataca el cemento, puesto que el sulfato reacciona con el hidróxido de calcio ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) y con los hidratos de aluminato de calcio, la formación de yeso se forma por el intercambio de cationes, originando la reducción de la rigidez y la resistencia, seguido por la expansión y el

agrietamiento transformando la pasta de cemento en una masa esponjosa y no cohesiva.

Los sulfatos agresivos mencionados anteriormente reaccionan de la siguiente manera: El sulfato de calcio ataca el aluminato de calcio hidratado y forma etringita secundaria. El sulfato de sodio reacciona con el hidróxido de calcio y aluminato de calcio hidratado, formando yeso y etringita secundaria. El sulfato de magnesio ataca, de manera similar, al sulfato de sodio y forma yeso, etringita secundaria y también brucita (hidróxido de magnesio). La brucita se forma primeramente en la superficie del concreto, consume el hidróxido de calcio, baja el pH en la solución de los poros y entonces descompone el silicato de calcio hidratado.

3.1.1.3 Corrosión por humedad dependiendo su ambiente de exposición

En hormigones permanentemente saturados de agua, el riesgo de corrosión es bajo debido a la carencia de oxígeno, incluso si el concreto está fuertemente contaminado por cloruros. La corrosión negra o verde se produce en lugares donde el contenido de agua del concreto es muy elevado, limitando el acceso de oxígeno a las zonas anódicas. En este caso los productos de la corrosión no producen un gran incremento de volumen y pueden difundirse por la estructura porosa del concreto sin provocar desprendimientos.

El incremento de temperatura promueve un aumento de la velocidad de corrosión y de la movilidad de los iones, pero su disminución puede dar lugar a condensaciones, que a su vez pueden producir incrementos locales del contenido de humedad.

En las estructuras de concreto armado expuestas a ambiente marino, la duración tanto del periodo de iniciación como el de prolongación, y

consecuentemente el riesgo de corrosión, está condicionada por el tipo de ambiente marino en el que se encuentra la estructura; esto es:

-Zona sumergida: el concreto siempre está saturado y el agua se introduce bajo presión cuando está a cierta profundidad. Los cloruros pueden avanzar rápidamente y profundizar mucho en el concreto porque el mecanismo de transporte es la permeabilidad. Sin embargo, no hay oxígeno y por lo tanto lo único que se puede producir es una corrosión negra o verde, con productos poco expansivos, sin consecuencias.

-Zona de carrera de mareas: el concreto no llega a secarse, por lo que siempre está saturado. En esta zona los cloruros avanzan lentamente por difusión, pero con el tiempo pueden alcanzar el nivel de armaduras. Sin embargo, en esta zona tampoco hay oxígeno para generar la corrosión.

-Zona de salpicaduras: se humedece y seca alternativamente. Los cloruros pueden avanzar rápidamente por succión capilar, alcanzando así una determinada profundidad, a partir de la cual continúan profundizando por difusión. En esta zona si hay acceso de oxígeno y elevada humedad, por lo que el riesgo de corrosión es alto.

-Zona aérea: los cloruros acceden por la niebla salina, depositada en superficie por el viento, condensación, etc. Puede haber algún transporte por succión capilar, pero fundamentalmente lo hay por difusión. El avance es más lento que en el resto de zonas, y tarda mucho tiempo en alcanzar las armaduras. Cuando esto sucede, se produce corrosión porque hay oxígeno y humedad accesibles. Pero antes se habrá generado la corrosión en las zonas de mayor riesgo.

La corrosión puede adoptar formas diversas, según la localización de las zonas anódicas y catódicas, y la posible existencia de tensiones mecánicas importantes.

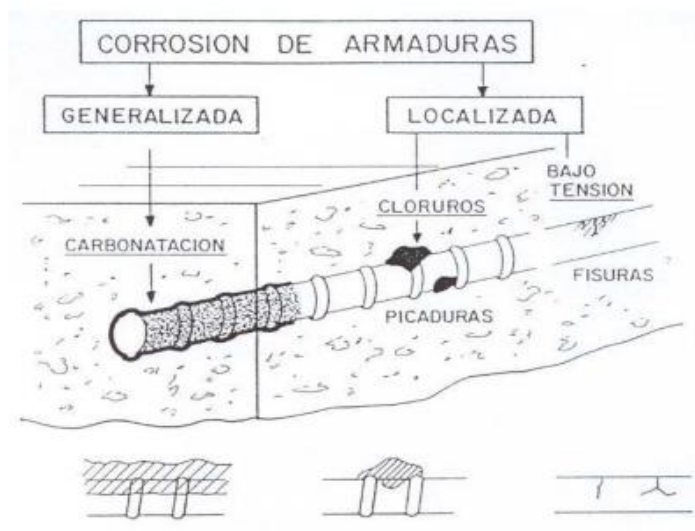


Figura 15. Tipos de corrosión en armaduras de concreto

Corrosión generalizada: cuando el ataque afecta a toda la superficie del metal (puede ser corrosión uniforme o corrosión generalizada irregular, según si el ataque es o no uniforme). Se produce por un descenso de alcalinidad del concreto que puede ser debido a una lixiviación por circulación de aguas puras o ligeramente ácidas o por reacción de los compuestos de carácter básico NaOH , KOH , $\text{Ca}(\text{OH})_2$ de la fase acuosa del concreto con los componentes ácidos de la atmósfera.

Corrosión galvánica: debido a la heterogeneidad del concreto y su microambiente, es habitual que los procesos anódico y catódico no se encuentren uniformemente distribuidos, sino que en algunos puntos es más fuerte el proceso catódico, y en otros el anódico. En el caso específico de concentración en un número reducido de puntos, con una reducida relación entre las zonas anódicas y las catódicas, el ataque en las anódicas se intensifica fuertemente dando lugar a la corrosión por picaduras. La situación

más agresiva es la presencia de cloruros. Los iones sulfuro y sulfato son también despasivantes, pero menos frecuentes y peligrosos que los cloruros.

Corrosión bajo tensión, con generación de fisuras: cuando, además del proceso de corrosión, existe una tensión mecánica elevada, y un metal susceptible a este fenómeno.

Corrosión-fatiga: cuando coexisten un fenómeno de corrosión y una sollicitación cíclica importante. ”

(Odriozola, 2007)

4.1 ESTRATEGIAS PARA MEJORAR LA DURABILIDAD DEL CONCRETO ANTE UN AMBIENTE MARINO

4.1.1 NORMATIVA PARA DURABILIDAD EN MEXICO

4.1.1.1 N.T.C. para construcción de estructuras de concreto armado

La durabilidad se toma en cuenta en el diseño, mediante la determinación de la clasificación de exposición de la estructura.

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto establece lo siguiente:

Requisitos para concretos expuestos a sulfatos

Los concretos que estarán expuestos a soluciones o a suelos que contienen concentraciones peligrosas de sulfatos serán hechos con cementos resistentes a sulfatos y cumplirán con las relaciones agua-materiales cementantes máximas y las resistencias a compresión mínimas presentadas en la siguiente tabla.

Exposición a sulfatos	Sulfatos solubles en agua (SO ₄) presentes en suelos, porcentaje por peso	Sulfatos (SO ₄) en agua, ppm	Tipos de cemento ¹	Máxima relación agua-materiales cementantes, por peso, concretos con agregados de peso normal ²	f _c ' mínima, concreto con agregado de peso normal y ligero, MPa (kg/cm ²)
Despreciable	0.00 ≤ SO ₄ < 0.10	0 ≤ SO ₄ < 150	—	—	—
Moderada ³	0.10 ≤ SO ₄ < 0.20	150 ≤ SO ₄ < 1500	CPP, CPEG, CPC	0.50	30 (300)
Severa	0.20 ≤ SO ₄ ≤ 2.00	1500 ≤ SO ₄ < 10 000	RS	0.45	35 (350)
Muy severa	SO ₄ > 2.00	SO ₄ > 10 000	RS más puzolana ⁴	0.45	35 (350)

¹ CPP cemento portland puzolánico (clinker de cemento portland con C₃A < 8 %);
CPEG cemento portland con escoria granulada de alto horno (clinker de cemento portland con C₃A < 8 %);
CPC cemento portland compuesto (clinker de cemento portland con C₃A < 8 %);
RS cemento portland resistente a los sulfatos (C₃A < 5 %);

² Se puede requerir relaciones agua-materiales cementantes más bajos o resistencias más altas para reducción de permeabilidad o para protección del acero contra la corrosión;

³ Correspondería a agua de mar;

⁴ Puzolana que haya mostrado mediante ensaye o experiencias previas que mejora la resistencia a los sulfatos cuando emplea en concreto fabricado con cemento portland resistente a los sulfatos.

Tabla 8. Requisitos para concretos expuestos a soluciones que contengan sulfatos

Restricciones sobre el ion cloruro para protección contra la corrosión

El contenido total del ion cloruro en el concreto, calculado o determinado, basado en las mediciones del contenido de cloruros provenientes de los agregados, del agua de mezclado y de aditivos no excederá los valores dados en la **Tabla 9**.

Cuando se hacen pruebas para determinar el contenido de iones de cloruro solubles en agua, los procedimientos de ensayes se harán de acuerdo con ASTM C 1218.

Tipo de miembro	Máximo contenido de iones de cloruro (CL) solubles en agua en el concreto, porcentaje en peso del cemento
Concreto presforzado	0.06
Concreto reforzado expuesto a cloruros en condiciones de servicio húmedas	0.15
Concreto reforzado expuesto a cloruros en condiciones de servicio secas o protegidas de la humedad	1.00
Otras construcciones de concreto reforzado	0.30

Tabla 9. Valores máximos de contenido de ion cloruro en el concreto en el momento del colado

Restricción en el contenido de sulfato

El contenido de sulfato en el concreto al momento del colado, expresado como el porcentaje del peso SO₃ soluble en ácido con relación al peso de cemento, no será mayor que al 5 por ciento.

Restricciones sobre otras sales

No se incorporarán al concreto otras sales a menos que se pueda mostrar que no afectan adversamente la durabilidad.

Recubrimiento para protección contra la corrosión

Cuando el concreto es colado en cimbras y compactado, el recubrimiento en vigas, trabes y contratraves no será menor que el valor dado en la tabla 9, de acuerdo con la clasificación de exposición y la resistencia especificada del concreto. En losas, muros y elementos prefabricados el recubrimiento no será menor de 0.75 veces los indicados en la siguiente tabla, según corresponda, y no menor de 0.5 veces los mismos valores para el caso de cascarones.

Clasificación de exposición	Resistencia a compresión especificada, MPa (kg/cm ²)							
	15 (150) ⁽¹⁾	20 (200)	25 (250)	30 (300)	40 (400)	50 (500)	60 (600)	70 (700)
	Recubrimiento mínimo requerido (mm)							
A1	30	25	25	20	20	20	15	15
A2	50	40	35	30	25	25	20	20
B1	65	50	40	35	30	30	25	25
B2	—	—	50	45	40	35	30	30
C	—	—	—	—	—	70 ⁽²⁾	65 ⁽²⁾	60 ⁽²⁾

¹ Ver inciso 2.1.2

² Además se requiere emplear un contenido de cemento portland no menor que 350 N/m³ (350 kg/m³) y una relación agua/cemento que no exceda 0.40.

Tabla 10. Recubrimiento libre mínimo requerido

Reacción álcali-agregado

Se deben tomar precauciones para minimizar el riesgo de daño estructural debido a la reacción álcali-agregado.

4.1.1.2 Manual ACI

En lugares en donde no se cuente con un reglamento de construcción legalmente adoptado, este reglamento define las disposiciones mínimas aceptables en la práctica del diseño y la construcción de elementos de concreto estructural.

(ACI, 2005)

De acuerdo a los criterios básicos que se deben cumplir en cuanto a Durabilidad, este reglamento divide este capítulo en 3 tópicos: relación agua-material cementante, exposición a sulfatos y protección de refuerzo contra la corrosión, los cuales se detallan a continuación.

Relación agua-material cementante

Las relaciones agua-material cementante máximas de 0.40 a 0.50 que pueden requerirse para concretos expuestos a condiciones de congelamiento y deshielo, a suelos y aguas con sulfatos, o para prevenir la corrosión del refuerzo, típicamente son equivalentes a requerir un valor de $f'c$ de 35 a 28 MPa, respectivamente. Generalmente, las resistencias promedio a la compresión requeridas, $f'c$, son 3.5 a 5.0 MPa más altas que la resistencia especificada a la compresión, $f'c$. Dado que es difícil determinar con precisión la relación agua material cementante del concreto durante la producción, el valor de $f'c$ especificado debe ser razonablemente congruente con la relación agua-material cementante requerida por durabilidad. La selección de un valor de $f'c$ que sea congruente con la relación agua-material cementante seleccionada por durabilidad ayuda a asegurarse que la relación agua-material cementante requerida pueda obtenerse efectivamente en la obra. Debido a que usualmente el énfasis en una inspección se centra en la resistencia, los resultados de ensayos substancialmente más altos que la resistencia especificada pueden conducir a un descuido en el interés por la calidad y a la producción de concreto que exceda la relación agua-material cementante máxima. Así, para una estructura de estacionamiento no debe especificarse un valor de $f'c$ de 20 MPa y una relación agua-material cementante máxima de 0.45 si esta quedará expuesta a sales descongelantes.

-Exposición a descongelamiento y deshielo-

El concreto de peso normal y de peso liviano expuesto a condiciones de congelamiento y deshielo o a productos químicos descongelantes, debe tener aire incorporado, con el contenido de aire indicado en la **Tabla 11**. La tolerancia en el contenido de aire incorporado debe ser ± 1.5 %.

Tamaño máximo nominal del agregado*(mm)	Contenido de aire, porcentaje	
	Exposición severa	Exposición moderada
9.5	7.5	6
12.5	7	5.5
19.0	6	5
25.0	6	4.5
37.5	5.5	4.5
50 ⁺	5	4
75 ⁺	4.5	3.5

Tabla 11. Contenido total de aire para concreto resistente al congelamiento

El aire incorporado no protege a los concretos que contengan agregados gruesos que sufran cambios de volumen que los destruyan cuando se congelen en una condición saturada. En la tabla anterior, una exposición severa es cuando, en clima frío el concreto puede estar en contacto casi constante con la humedad antes de congelarse, o cuando se emplean sales descongelantes. Algunos ejemplos de esto son pavimentos, tableros de puentes, aceras, estacionamientos, y tanques para agua. Una exposición moderada es cuando, en clima frío, el concreto esté expuesto ocasionalmente a humedad antes de congelarse, y cuando no se usen sales descongelantes.

Condición de exposición	Concreto de peso normal; relación* máxima agua-material cementante en peso	Concreto con agregado normal y ligero, f'_c mínima, MPa*
Concreto que se pretende tenga baja permeabilidad en exposición al agua.	0.50	28
Concreto expuesto a congelamiento y deshielo en condición húmeda ó a productos químicos descongelantes.	0.45	31
Para proteger el refuerzo en el concreto de la corrosión cuando está expuesto a cloruros de sales descongelantes, sal, agua salobre, o salpicaduras del mismo origen.	0.40	35

Tabla 12. Requisitos para condiciones de exposición especiales

Exposición a sulfatos

El concreto que va a estar expuesto a soluciones o suelos que contengan sulfatos deben cumplir con los requisitos de la **Tabla 13**, o debe estar hecho con un cemento que proporcione resistencia a los sulfatos y que tenga una relación agua-material cementante máxima según la tabla.

En la **Tabla 13** se enumeran los tipos apropiados de cemento, la máxima relación agua-material cementante y la mínima resistencia a la compresión especificada para diversas condiciones de exposición. Al seleccionar un cemento para resistir sulfatos, la principal consideración es su contenido de aluminato tricálcico (C3A). Para exposiciones moderadas, el cemento Tipo II está limitado a un contenido máximo de C3A de 8% según ASTM C 150. Los cementos adicionados según ASTM C 595, con la designación MS, son adecuados para usarse en exposiciones moderadas a los sulfatos. Los tipos apropiados según ASTM C 595 son los IP(MS), IS(MS), I(PM)(MS), e I(SM)(MS). Para exposiciones severas, se especifica cemento Tipo V con un contenido máximo de 5% de C3A. En ciertas áreas, el contenido de C3A de otros tipos de cemento disponibles como los Tipo III o Tipo I, pueden ser

menores de 8% ó 5%, y se pueden utilizar en exposiciones a sulfatos moderadas o severas. Debe hacerse notar que el cemento resistente a los sulfatos no aumenta la resistencia del concreto a algunas soluciones químicamente agresivas, por ejemplo, el nitrato de amonio. Las especificaciones del proyecto deben abarcar todos los casos especiales.

El empleo de ceniza volante (ASTMC 618, Clase F) ha demostrado que mejora la resistencia del concreto a los sulfatos. También ciertos cementos Tipo IP fabricados con puzolana Clase F y cemento Pórtland con un contenido de aluminato tricálcico (C3A) superior al 8% pueden proporcionar resistencia a los sulfatos en casos de exposición moderada.

Exposición a sulfatos	Sulfato acuoso soluble (SO ₄) en suelo, porcentaje en peso	Sulfato (SO ₄) en el agua, ppm	Tipo de Cemento	Concreto de peso normal, relación máxima agua-material cementante en peso*	Concreto de peso normal y ligero, f' _c mínimo, MPa
Insignificante	0.00 ≤ SO ₄ < 0.10	0 ≤ SO ₄ < 150	—	—	—
Moderada [†]	0.10 ≤ SO ₄ < 0.20	150 ≤ SO ₄ < 1 500	II, IP(MS), IS(MS), P(MS), I(PM)(MS), I(SM)(MS)	0.50	28
Severa	0.20 ≤ SO ₄ < 2.00	1 500 ≤ SO ₄ < 10 000	V	0.45	31
Muy severa	SO ₄ > 2.00	SO ₄ > 10 000	V más puzolana‡	0.45	31

Cuando se consideran las ambas Tablas 4.3.1 y 4.2.2, se debe usar la menor relación máxima agua-material cementante aplicable y el mayor f'_c mínimo.

Agua de mar

‡Puzolana que se ha determinado por medio de ensayos o por experiencia que mejora la resistencia a sulfatos cuando se usa en concretos que contienen cemento

Además de la selección apropiada del cemento, son esencia otros requisitos para lograr concretos durables expuestos a concentraciones de sulfatos, tales como: baja relación agua-material cementante, resistencia, adecuado contenido de aire, buen asentamiento, adecuada compactación, uniformidad, recubrimiento adecuado del refuerzo, y suficiente curado húmedo para desarrollar las propiedades potenciales del concreto.

4.3.2 — El cloruro de calcio no debe emplearse como aditivo en concretos sometidos a exposición a sulfatos severa o muy severa, como se definen en la tabla 4.3.1.

Tabla 13. Requisitos para concretos expuestos a soluciones que contienen sulfatos

Protección del refuerzo contra la corrosión

— Para la protección contra la corrosión del refuerzo en el concreto, las concentraciones máximas de iones cloruro acuoso solubles en concreto endurecido a edades que van de 28 a 42 días, provenientes de los

ingredientes, incluyendo agua, agregados, materiales cementantes y aditivos, no deben exceder los límites de la **Tabla 14**. Cuando se lleven a cabo ensayos para determinar el contenido de iones cloruro solubles en agua, los procedimientos de ensayo deben cumplir los requisitos establecidos en ASTM C1218.

Tipo de elemento	Contenido máximo de iones de cloruro (Cl^-) solubles en agua en el concreto, porcentaje en peso de cemento
Concreto preesforzado	0.06
Concreto reforzado que en servicio estará expuesto a cloruros	0.15
Concreto reforzado que en servicio estará seco o protegido contra la humedad	1.00
Otras construcciones de concreto reforzado	0.30

Tabla 14. Contenido máximo de iones de cloruros para la protección contra corrosión del refuerzo

En estacionamientos donde los cloruros puedan ser llevados del exterior por los vehículos o en estructuras cercanas al agua de mar, el diseñador debe evaluar las condiciones bajo las cuales los cloruros puedan ser aplicados a la estructura. Puede ser deseable el uso de barras recubiertas con epóxico o con zinc, el uso de escoria que cumpla con ASTM C989 o cenizas volantes que cumplan con ASTM C618 y un mayor nivel de resistencia aumentan la protección. ”

(ACI, 2005)

Código	Tipo de Exposición	Condición de la Exposición	Cantidad Mínima de Cemento (Kg/m ³)	Max. Relación a/c	Mínimo f _C (28-d) (MPa)	C _{MIN} (cm)	Aprox. D _{EF} (cm ² /s)
BS8110	Muy Severo	Salpicado de agua salada	325	0.55	40	50	3.9 · 10 ⁻⁸
		Sales de deshielo	350	0.5	45	40	3.2 · 10 ⁻⁸
		Alta humedad	400	0.45	50	30	2.6 · 10 ⁻⁸
	Extremo	Acción abrasiva del mar	350	0.5	45	60	3.2 · 10 ⁻⁸
		Impacto	400	0.45	50	50	2.6 · 10 ⁻⁸
Puentes BS5400 Parte 4	Muy Severo	Sales de deshielo o Salpicado de agua salada	330	0.45	50	40	2.6 · 10 ⁻⁸
	Extremo	Acción abrasiva del mar	360	0.45	50	65	2.6 · 10 ⁻⁸
Estructuras Marítimas BS6349 Parte 1	Sumergidas	< 1 m bajo línea marea baja	350	0.5	-	50-75	3.2 · 10 ⁻⁸
	Zona de Salpicado	< 1 m bajo línea marea alta	400	0.45	-	50-75	2.6 · 10 ⁻⁸
ENV 206	Agua de Mar	Zona expuesta a lluvias	330	0.5	40	35	3.9 · 10 ⁻⁸
		Sumergida	330	0.5	40	40	3.9 · 10 ⁻⁸
		Zona de Salpicado	350	0.45	45	40	3.2 · 10 ⁻⁸
	Otra fuente de Cloruros	Húmedo, sin ciclo de secas	300	0.55	40	40	3.9 · 10 ⁻⁸
		Ciclos de secado-mojado	300	0.5	40	40	3.9 · 10 ⁻⁸

Tabla 15. Requerimientos mínimos para un concreto durable en ambiente marino

4.1.1.3 Diseño de estructuras de concreto con criterios de durabilidad IMT

El procedimiento usado para el diseño integral (diseño mecánico + diseño por durabilidad), el cual es presentado gráficamente en la **Figura 16**, está dividido en cinco incisos los cuales se explican brevemente a continuación.

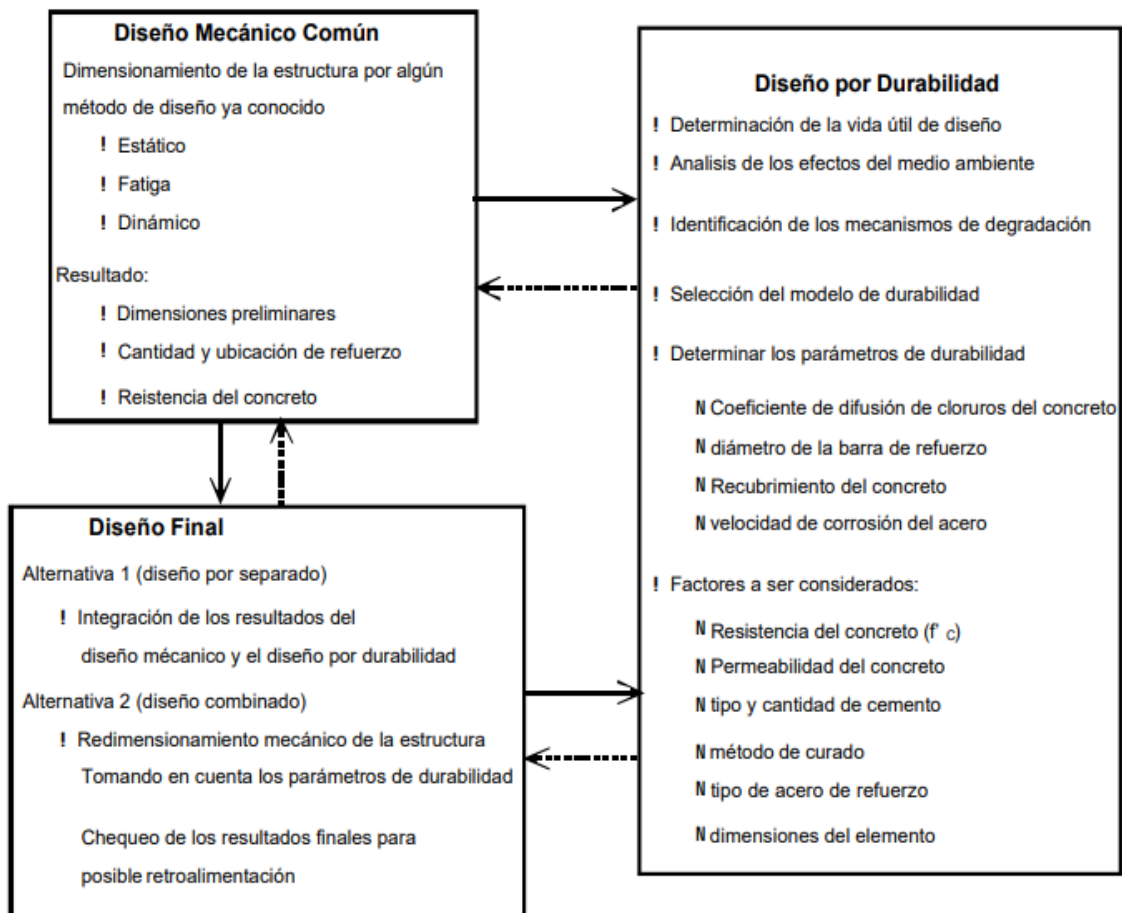


Figura 16. Determinación de los parámetros de Durabilidad

Las ayudas de diseño para determinar el modelo de durabilidad en ambiente marino propuesto en este reporte incluyen los siguientes parámetros:

- T1, etapa de iniciación de la corrosión
- C_s , concentración de cloruros en la superficie – en relación con el tipo de exposición.
- D_{EF} , coeficiente de difusión efectivo – en función de la mezcla de diseño del concreto.

- C_{CRIT} , concentración crítica de cloruros a la profundidad del acero de refuerzo (o pre-esfuerzo) el cual se considerará como una constante en este reporte.

- T2, etapa de la propagación de la corrosión

- x_{CRIT} , penetración de la corrosión crítica – en función a la cobertura del concreto (C), diámetro de la barra de refuerzo (N), longitud del área corroída (L) y humedad relativa (HR) del ambiente.

- i_{CORR} , velocidad de la corrosión – con relación a HR y temperatura del ambiente, porosidad del concreto, cantidad disponible de oxígeno disuelto a la profundidad de la barra de acero, relación entre superficie del ánodo y del cátodo.

En resumen, el modelo de durabilidad determinaría las características a usar en la mezcla del concreto (mínima cantidad de material cementante, máxima relación a/c) y la geometría del elemento (recubrimiento mínimo) para ser usados en el diseño mecánico del mismo.

(Andrés Torres Acosta, 2001)

4.1.2 Materiales y métodos

4.1.2.1 Aditivos inhibidores de corrosión y materiales suplementarios al cemento

La penetración de fluidos como de gases dentro del concreto determina en buena parte la durabilidad del material. En el caso particular de los líquidos estos pueden penetrar la red porosa del concreto usando principios físicos muy distintos como la permeabilidad, la difusión (adsorción) y la absorción capilar.

La permeabilidad se refiere al movimiento de un líquido en presencia de un gradiente de presión como es el que tiene lugar en las estructuras de contención de agua. La absorción capilar corresponde al desplazamiento

casi siempre ascendente de un frente líquido a través de un capilar, como consecuencia de la tensión superficial del líquido, sobre las paredes del capilar. La difusión corresponde por otro lado al desplazamiento de un elemento, compuesto, ion etc., a través de un medio líquido o gaseoso, debido a una agitación aleatoria a nivel molecular en un volumen donde existe una diferencia de concentración. La permeabilidad como la absorción capilar dependen sobre todo del tamaño de los poros mientras que la difusión depende principalmente de la interconexión de la red porosa.

Los aditivos impermeabilizantes actúan frente a la penetración de agua bajo presión (disminuyendo el coeficiente de permeabilidad de Darcy) o impidiendo el transporte de líquidos al interior del material por capilaridad o difusión.

Los inhibidores de corrosión en realidad están mal denominados en el mercado, estas sustancias en realidad son retardantes de la corrosión. Todos los inhibidores disponibles en la actualidad retardan la iniciación de la corrosión en tasas que permiten duplicar o triplicar la vida útil de una estructura de concreto reforzado. La corrosión del acero en las estructuras de concreto reforzado corresponde a la principal causa de deterioro de estas estructuras, especialmente las expuestas a ambientes contaminados con CO₂ a la acción del agua o sales minerales.

Los inhibidores de corrosión corresponden a un nivel aún más elevado de protección que ha demostrado su eficiencia en múltiples ensayos acelerados de laboratorio o en tiempo real en campo. Un inhibidor de corrosión puede aumentar el nivel de cloruros necesario para iniciar la corrosión (en el caso de corrosión por cloruros), o disminuir la tasa de corrosión una vez ésta se ha iniciado (o ambas). Así un inhibidor puede retardar la iniciación de la corrosión o disminuir la propagación de la misma. Un esquema de la corrosión del acero de refuerzo aparece en la siguiente figura:

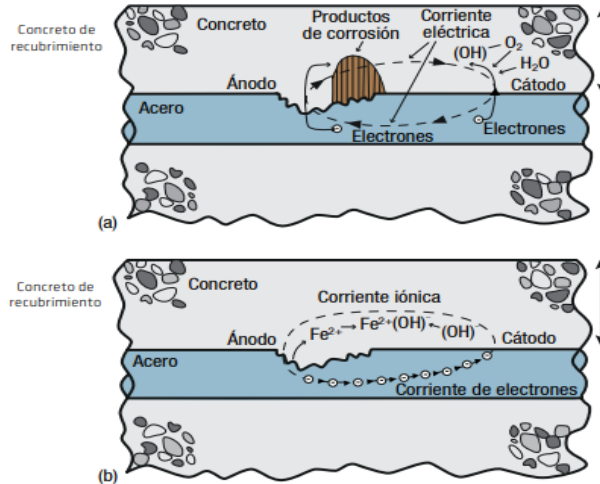


Figura 17. Esquema de corrosión del acero de refuerzo

- **Inhibidores de corrosión catódicos**

Estos inhibidores están basados en aminoalcoholes y se encontró que desplazan los iones de cloruro de las superficies de óxido de hierro debido a que se absorben en una delgada monocapa en las soluciones cargadas de álcalis. Los aminoalcoholes interrumpen la reacción catódica y en muchas ocasiones vienen acompañados de compuestos impermeabilizantes que tienen un efecto pasivo sobre la penetración de cloruros puesto que impiden su entrada. Es decir, existe un efecto doble en este tipo de sustancias. Estos inhibidores pueden ser incluidos a la mezcla de concreto directamente para estructuras nuevas, o pueden aplicarse sobre la superficie de estructuras ya construidas de modo que por impregnación alcancen el nivel del acero de refuerzo. Estos inhibidores que penetran por impregnación son absorbidos finalmente sobre la superficie del acero desarrollando un efecto activo de protección.

- **Inhibidores de corrosión anódicos**

Entre los principales inhibidores anódicos están los nitritos inorgánicos (NO_2^-) cuya eficiencia es bien conocida. El nitrito de calcio siempre es

preferible al nitrito de sodio debido justamente al riesgo de incluir aún más álcalis al concreto. El nitrito de calcio ha sido usado por más de 30 años como un inhibidor de la corrosión en concreto reforzado. Fue propuesto por primera vez en Japón en la década de 1970 y ha sido extensamente estudiado hasta la actualidad. Por otro lado, los nitratos (NO_3^-) tienen un efecto similar de inhibición o retardo de corrosión sin embargo su efecto no es apreciable cuando se efectúan ensayos acelerados de corrosión. Ensayos en tiempo real han demostrado la eficiencia de los nitratos que hoy en día usamos como acelerantes sin cloruros exclusivamente, subestimando así su capacidad de proteger el acero de refuerzo.

(Sika, 2003)

Varillas con recubrimiento epóxico (VRE):

Uno de los métodos de protección más eficientes para mitigar los deleznable efectos causados por la corrosión del acero de refuerzo en estructuras de concreto expuestas a ambientes agresivos, es la aplicación de recubrimiento epóxico adherido por fusión en las varillas de refuerzo (VRE). Aunque a pesar de que considerable investigación se ha llevado a cabo para evaluar la eficacia de este tipo de recubrimientos, todavía existen muchas incertidumbres acerca de su desempeño en ambientes marinos tropicales.

Pretratamiento superficial con un agente hidrófobo:

En los últimos años, los tratamientos superficiales como membranas, bloqueadores de poros, y agentes repelentes al agua, utilizados como barrera de protección para evitar la penetración de sustancias promotoras del deterioro en los materiales de construcción, han incrementado sustancialmente su popularidad. El éxito en el uso de estas estrategias de protección de las edificaciones, radica esencialmente en su viabilidad de aplicación, debido a que se pueden aplicar sin que sea necesario interrumpir los trabajos de construcción o rehabilitación en estructuras nuevas o

existentes, lo que las hace más rentables en comparación con otros sistemas (Almusallam et al., 2003; Ibrahim et al., 1999).

En la actualidad, los agentes hidrófobos a base de silano se presentan como una alternativa eficaz para la protección de los materiales sin afectar su estructura y apariencia estética. Sin embargo, su uso en la industria de la construcción es relativamente reciente, por lo que existe incertidumbre sobre su eficacia, especialmente en estructuras expuesta ante ambientes agresivos.

(Herwing López, 2014)

4.1.2.2 Aditivos reductores de agua

Los aditivos reductores de agua se usan para disminuir la cantidad de agua de mezcla necesaria para la producción de un concreto con un revenimiento (asentamiento) específico, para reducir la relación agua-cemento, para disminuir el contenido de cemento y para aumentar el revenimiento.

Con los aditivos reductores de agua normalmente se obtiene un aumento de la resistencia porque se disminuye la relación agua-cemento. En concretos con los mismos contenidos de cemento y de aire y revenimiento (asentamiento), la resistencia a los 28 días de un concreto conteniendo un reductor de agua (y reducción de la cantidad de agua) puede ser del 10% al 25% mayor que la resistencia de un concreto sin aditivo.

A pesar de la reducción del contenido de agua, los aditivos reductores de agua pueden aumentar la retracción por secado (contracción por desecación).

(Capítulo 6-Aditivos para concreto)

4.1.2.3 Otros aditivos y adiciones

- **Metakaolin**

El metakaolín que se compone de una arcilla mineral que se calcina a temperaturas entre 650 a 800 °C aproximadamente y con una alta finura, ha sido estudiado como un material con propiedades puzolánicas (Perea, 2001). Además, su empleo como adición en la elaboración de concretos y morteros presenta mejoras en: la facilidad de trabajo de las mezclas, mejora de la microestructura y resistencias a ciertas dosificaciones controladas, reducción en el tiempo de fraguado, reducción de la contracción autógena y permeabilidad, mayor durabilidad (Melo, 2010).

- **Nanosilica**

Recientemente la tecnología de partículas a escala nano (10⁻⁹ m) ha tomado un interés relevante. Existen avances y estudios en sistemas base cemento con nanopartículas de sílice (Nano-SiO₂) (NS) (Singh, et al 2013). La NS ha mostrado acelerar las reacciones del C3S en sistemas de cemento con ceniza debido a su alta como resultado de la alta reactividad superficial de las nanopartículas. La adición de NS al 10%, con agentes dispersantes han mostrado incrementos de las resistencias a la compresión en morteros a 28 días en un 26% comparado con un incremento del 10% con el uso del 15 % de microsilica (Li, 2004). Algunos autores difieren en los porcentajes adecuados, algunos mencionan que entre el 1 al 5% con respecto al peso del cemento, ya que cantidades superiores provocan aglomeraciones debido a la dificultad para su dispersión (Qing,2007).

- Carbonatos de calcio ultrafinos

Hay en el mercado partículas de carbonato de calcio ultrafino, que mejoran las propiedades reológicas de los concretos de alto desempeño, la densidad de empacamiento, acabado en elementos prefabricados, etc.

(Amante, 2016)

5.1 ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO EXPUESTAS AL AMBIENTE MARINO EN LA CIUDAD DE MAZATLÁN SINALOA

5.1.1 Obras a base de concreto armado expuestas a ambientes agresivos

La ciudad de Mazatlán, por tratarse de un Puerto cuya economía depende en gran parte de la zona pesquera y turística dispone de muchas obras que tienen contacto directo con el agua de mar, por lo que resulta importante mencionar algunas de ellas y destacar como la presente investigación puede contribuir al mantenimiento de dichas estructuras y la ejecución de futuras obras civiles bajo estas condiciones.

Algunas de estas obras son:

“Construcción de plataforma para el atracadero número 2 de la terminal de transbordadores

Construcción de una plataforma-rampa del atracadero número 2, de 16.6 por 11.2 metros, a base de 22 pilotes de concreto armado, así como de plataforma para equipo de bombeo y pasarela a duque de alba en el atracadero número 1.

Señalamiento marítimo

Baliza Escollera del Crestón (Lado W). - (23°11'N, 106°25'W), con características de D.V; con alcance geográfico de 9 M y lumínico de 13 M; montada sobre una columna de concreto de 9 m de altura.

Baliza Escollera de Chivos (Lado E). - (23°11'N, 106°25'W), con características de D.R en un periodo de 5 seg, alcance geográfico de 9 M y lumínico de 7 M; montada sobre una columna de concreto de 9 m de altura de color rojo, y una altura de la luz de 16 m.

Baliza Piedra Blanca.- (23°11'N, 106°25'W). Se ubica a la entrada de la dársena de maniobra, señala un escollo enseguida de la boya # 6, tiene las siguientes características, D.R en un tiempo de 6 seg; con alcance geográfico de 8 M y lumínico de 9 M; montada sobre una torre tronco piramidal de concreto de 6 m de altura, de color rojo, con una altura total de la luz de 9 m.

Muelles y protección portuaria

Muelles de contenedores

Comprende los muelles 1 y parte del 2 y cuenta con un almacén. En estos muelles se operan buques atuneros, barcazas con sal procedentes de Guerrero Negro, entre otros tráficos. Cabe destacar que parte de esta terminal está concesionada a Nair-Agropesca del Fuerte y comprende un área de 75 metros cuadrados.

Muelle de usos múltiples

Comprende los muelles 3, 4, 5 y 6 así como almacenes y patios generales. En esta terminal se operan cruceros, buques porta contenedores, car carriers, así como buques de carga general en tráfico de altura, principalmente.

Muelle de cruceros

Cuatro duques de alba a la altura del embarcadero de Playa Sur, que servirán para el atraque de cruceros turísticos.

Muelle de minerales

Comprende un área de 75 metros cuadrados. Los buques que se atienden están limitados a un calado máximo de 7 metros. Estos muelles son operados por API Mazatlán.

Muelles pesqueros

La flota pesquera de Mazatlán es una de las más grandes del país. En el Parque Industrial Pesquero Alfredo V. Bonfil se tiene un muelle, con una longitud de 600 metros, de uso público pesquero para el atraque de la flota pesquera, mayormente dedicada a la captura de camarón. Si bien la operación de este muelle no reporta ingresos para API Mazatlán, ésta tiene el compromiso de efectuarle el mantenimiento.

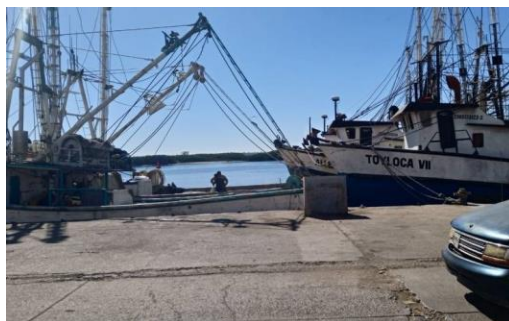


Figura 18. Muelle pesquero en la Ciudad de Mazatlán, Sinaloa

Muelles deportivos

Tanto los muelles deportivos como club de yates se encuentran localizados en la zona norte del puerto de Mazatlán Sinaloa los cuales son conocidos como la marina o zona dorada.



Figura 19. Muelle deportivo en La Marina, Mazatlán, Sinaloa

Embarcadero

Existen dos embarcaderos uno turístico y otro de transporte, el primero corresponde al embarcadero de catamaranes turísticos que se ubica a un costado del muelle de la puntilla que se dedican a recorridos por la costa del puerto y canal de navegación, y otro a un costado de la Cuarta Zona Naval Militar y para el transporte mediante embarcaciones menores de puerto de Mazatlán a isla de la piedra.



Figura 20. Embarcadero Isla de la Piedra

Duque de alba

Frente al muelle de Pemex se encuentra un duque de alba de dimensiones reducidas, este es empleado generalmente por buques mercantes graneleros. "



Figura 21. Duque de alba, empleado para recibir buques mercantes

(MAZATLÁN,SINALOA-DIGAOHM)

Todas estas obras están en contacto directo con el agua de mar y sufren grandes deformaciones estructurales debido a las patologías que se producen en este tipo de ambiente tan agresivo, lo cual indica que es necesario no solo dar a conocer estrategias y métodos para mejorar la durabilidad de estas estructuras sino procurar que se cumplan.

6.1 CASO REPRESENTATIVO

A continuación, se describe un caso representativo extraído de la norma IMT (Instituto Mexicano del Transporte) que nos permite estudiar con mejor precisión el comportamiento del concreto reforzado frente a un ambiente agresivo.

6.1.1 PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL

Para calcular la capacidad de carga por corrosión de un elemento estructural independiente (C_{CORR}) que presente corrosión generalizada en función de algún síntoma de degradación, se realizó un estudio en el cual se hicieron varias autopsias a prismas de concreto reforzado que presentaban agrietamiento por corrosión de la armadura y relacionó el ancho promedio de las grietas en el concreto con la pérdida de diámetro (o sección) de la armadura.

Los doce prismas (dimensiones 90x190x305 mm) que se analizaron para este estudio pertenecían a un proyecto de investigación realizado por la Universidad del Sur de la Florida. El concreto utilizado para la fabricación de estos prismas fue hecho a base de cemento tipo II, agregado grueso producto de la trituración de piedra caliza (tamaño máximo nominal de 10 mm), arena de sílice y una relación agua cemento (a/c) de 0.45. La **Figura 22** presenta, como ejemplo, uno de estos prismas antes de realizárseles la autopsia. Los prismas fueron curados dentro de los moldes por un periodo de cuatro semanas. Después del periodo de curarlo se les colocó en ambiente de laboratorio (70% humedad relativa, $1 \pm 2^\circ\text{C}$) por dos semanas, periodo que se le denominó de secado.

Después del periodo de secado, los prismas fueron colocados dentro de tanques de acero inoxidable tipo niebla salina y fueron rociados diariamente (por un lapso de una hora) con una solución al 15% de NaCl por un periodo de 40 días. Para acelerar aún más el proceso de penetración de cloruros en el concreto, se perforaron cuatro huecos cortos (13 mm de diámetro y 25 mm de profundidad) en la cara más cercana al refuerzo. Estos huecos fueron después rellenados con un mortero contaminado

con NaCl al 10%. Finalmente, se colocaron los prismas dentro de cámaras de humedad relativa controlada por un periodo de -620 días, en los cuales se monitorearon los potenciales y las corrientes del sistema de protección usado.

La investigación experimental de este proyecto tuvo como objetivo principal el de determinar si era económicamente rentable y óptimo el sistema de protección catódica por ánodo de sacrificio (por metalización de aleaciones de zinc) a diferentes humedades relativas del ambiente. La duración de este proyecto fue de -700 días. Después de finalizar el periodo de investigación en este proyecto, el siguiente paso fue el de deshabilitar las cámaras de exposición y realizar el estudio que a continuación se explica.



Figura 22. Ejemplo de prisma utilizado en esta investigación

Los prismas (doce prismas) de la cámara de 85% de humedad relativa fueron desconectados del panel de mediciones y sacados de la cámara, presentaban grietas superficiales. Después de tomarles a cada prisma fotografías de las seis caras, se realizó un levantamiento de las grietas presentes. Este levantamiento incluyó la preparación de diagramas en donde se dibujaron la posición y los anchos de cada grieta en cada una de las seis caras de los prismas. La **Figura 23** presenta como ejemplo uno de los levantamientos de grietas realizados en esta investigación

Espécimen	x_{PROM} (mm)	Profundidad Máxima de Picadura, PIC_{MAX} (mm)
A01-01	0.446	2.356
A01-02	0.327	2.009
A01-03	0.448	1.919
A02-05	0.385	1.302
A02-06	0.487	1.818
A04-10	0.44	1.663
A04-11	0.614	2.081
A04-12	0.098	0.391
A03-7	0.26	0.956
A03-8	0.139	1.132
A03-9	0.36	1.103
A05-13	0.255	1.097
A05-14	0.165	1.177
A05-15	0.265	1.495
A06-16	0.271	1.249
A06-17	0.292	1.306
A06-18	0.246	1.23
A21-37	0.36	0.916
A21-38	0.252	1.552
A21-39	0.27	0.914

A22-40	0.347	1.256
A22-41	0.309	1.417
A22-42	0.257	1.057
A23-43	0.237	1.462
A23-44	0.237	1.061
A23-45	0.266	1.378
A51-46	0.185	0.973
A51-47	0.211	2.672
A51-48	0.22	1.792
A52-49	0.236	1.689
A52-50	0.19	0.921
A52-51	0.216	1.09

A53-52	0.208	1.578
A53-53	0.19	1.511
A53-54	0.218	0.863

Tabla 16. Resultados experimentales de esta investigación

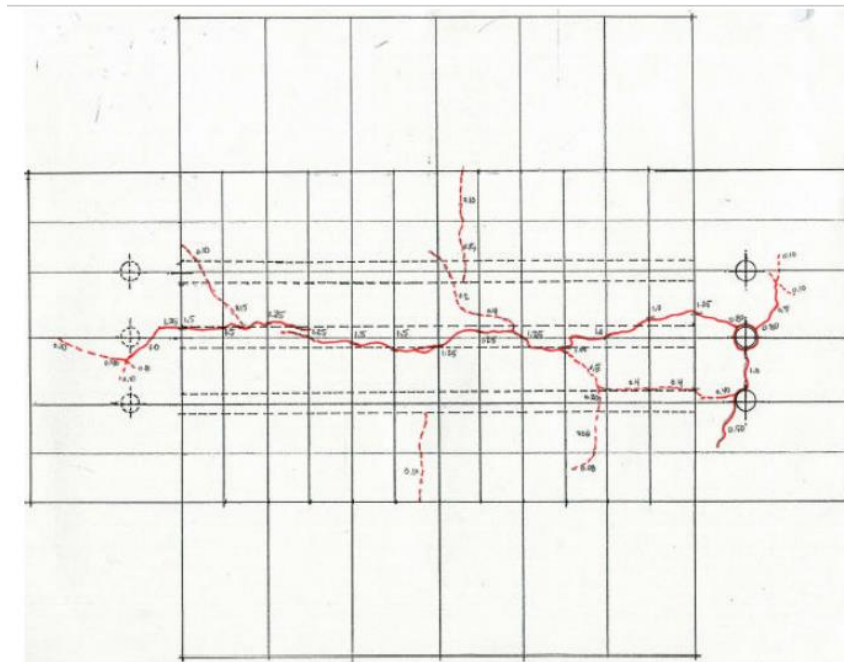


Figura 23. Ejemplo de levantamiento de grietas

El siguiente paso fue abrir cada prisma para recuperar las barras (tres barras de refuerzo por prisma) y se procedió a la limpieza de cada barra, eliminando los productos de corrosión adheridos a la superficie de las mismas. A continuación, se obtuvieron las masas de cada barra para así estimar la pérdida de masa,) $W = w_0 - w_F$ (en gr), conociendo la masa inicial y la masa final (w_0 y w_F , respectivamente). Asumiendo que la geometría de las barras sea un cilindro con diámetro, $\phi=13$ mm, y longitud en contacto con el concreto, $L=230$ mm; y (2) la densidad del acero $D = 7.86$ g/cm³; se usó la relación $X_{PROM} = \Delta W \cdot 10^3 / (\pi D \phi L)$. Finalmente, se estimó la profundidad de las picaduras (> 0.3 mm) presentes en cada una de las barras mediante el uso de una lupa y un micrómetro. Los valores de X_{PROM} y profundidad

máxima promedio de picadura (PIC_{MAX}) obtenidos en esta investigación se presentan en la **Tabla 16**.

6.1.2 RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Los datos experimentales de W_G y X_{PROM} presentados en la **Figura 24** muestran una dispersión muy pronunciada, por lo que la ecuación empírica mostrada en la misma figura puede tener una desviación entre la mitad y el doble del valor medio obtenido por dicha ecuación empírica. Como un ejemplo, suponiendo que un elemento estructural presente una grieta (producida por la corrosión del acero embebido) con un ancho promedio de 0.5 mm medido en campo, se puede estimar que el valor aproximado de X_{PROM}/r_0 (usando la ecuación empírica $W_G = 21.8 @ (X_{PROM}/r_0)$) sería de 0.023 mm. De la **Figura 24** se puede observar que los valores experimentales de X_{PROM}/r_0 , recopilados de la literatura reciente, para $W_G = 0.5$ mm fluctuarían entre 0.015 y 0.05, la cual representa una diferencia entre estos valores de más del doble (variaciones muy comunes de encontrar cuando se habla de corrosión de acero en concreto)

Usando este rango de valores de X_{PROM}/r_0 (0.015 y 0.5), el rango de valores de CC_{CORR} calculado usando la **Figura 25** sería de entre 0.6 y 0.8. Esto implicaría que el elemento estructural en estudio poseería una pérdida de resistencia de entre 20% y 40% de su resistencia original, aproximadamente.

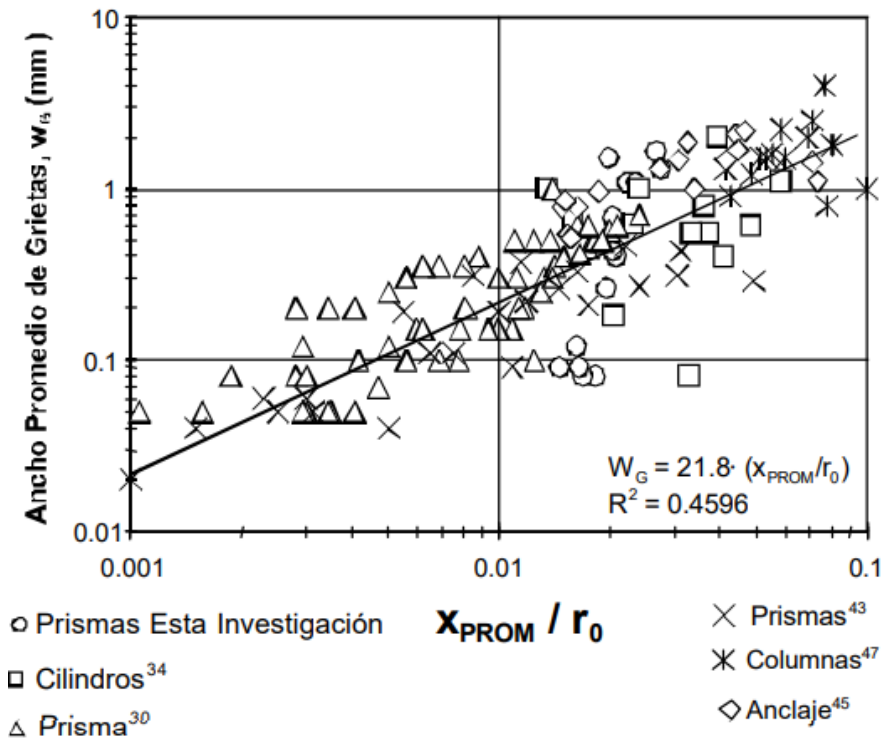


Figura 24. Relación entre X_{PROM} y W_G obtenida de datos experimentales

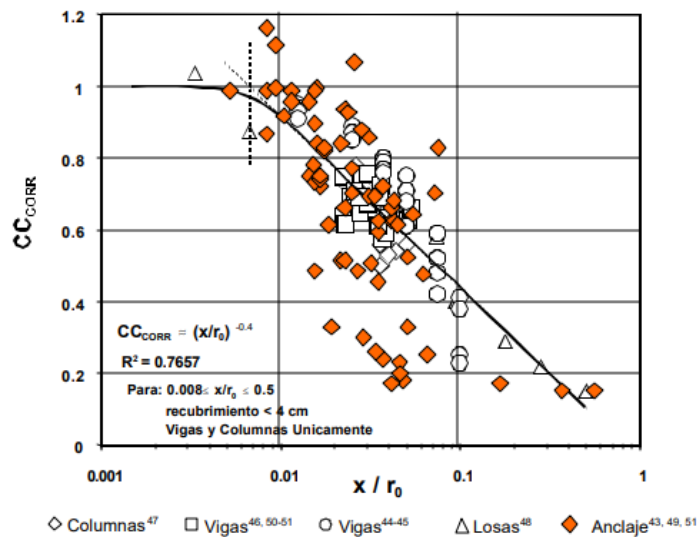


Figura 25. Relación entre la capacidad de carga CC_{CORR} y el cociente x/r_0

6.1.2.1 Relación Empírica entre X_{PROM} y Profundidad Máxima de Picadura

Se ha podido demostrar que la corrosión del acero, debido a la contaminación de cloruros en el concreto, produce una disminución de su sección transversal que presenta una morfología altamente localizada. Este tipo de corrosión se caracteriza porque la capa pasivante se disuelve solo local o puntualmente (picaduras). Estas zonas actúan como un ánodo frente al resto que permanece pasivo, el cual actúa como el cátodo. El ataque progresa, pues, en profundidad, pudiéndose llegar a la fractura de la barra por la alta concentración de esfuerzos que esta picadura generaría. Este fenómeno es aún más crítico si al acero se le aplica un pre-esfuerzo o es postensado.

Con los valores de profundidad promedio máxima de picadura (PIC_{MAX}) determinados en esta investigación (**Tabla 16**) y usando de nueva cuenta la información experimental disponible en la literatura sobre el tema, se podría obtener una relación empírica entre la penetración de la corrosión promedio y la profundidad máxima de picadura, PIC . La **Figura 26** presenta esta relación entre los valores experimentales de X_{PROM} y PIC_{MAX} , obtenida de las investigaciones anteriores. La línea continua en la **Figura 26** representa la ecuación empírica (obtenida por regresión lineal) que relaciona a X_{PROM} y PIC_{MAX} . Esta relación empírica comprueba lo observado por González et al. en donde PIC_{MAX} es aproximadamente siete veces más que el valor de X_{PROM} .

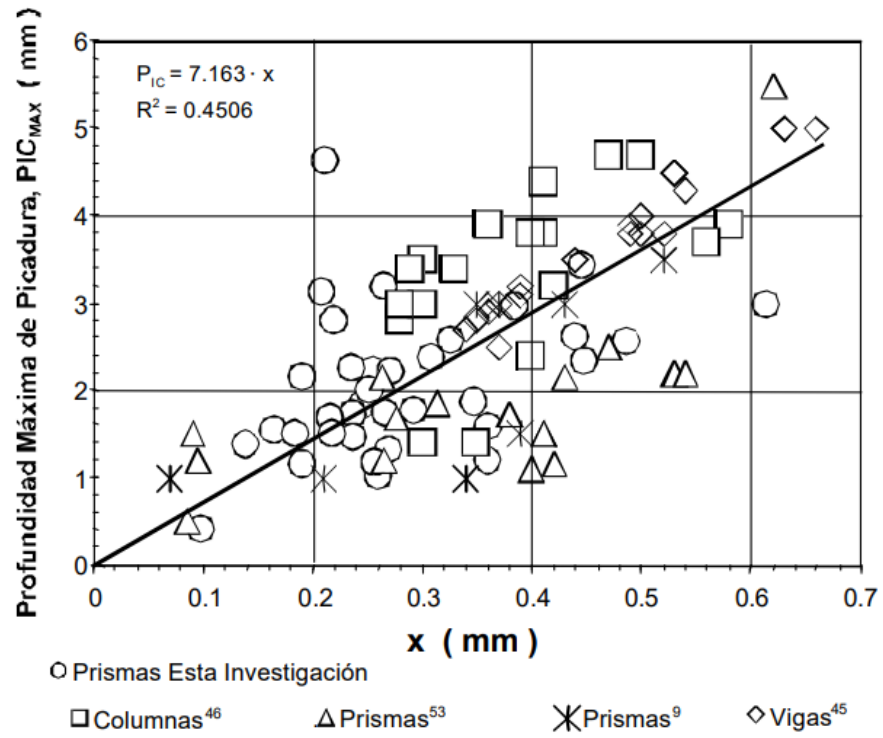


Figura 26. Relación entre PIC_{MAX} y X_{PROX} obtenida de datos experimentales

(Andrés Torres Acosta, 2001)

CONCLUSIONES

El correcto entendimiento de la importancia de la durabilidad en el concreto armado y el grado de afectación sus patologías por parte del Ingeniero Civil, propiciará la construcción de proyectos de calidad pertinentes a sus ambientes de exposición, generando así estructuras con periodos de vida útil que permitan amortizar el gasto de inversión del proyecto.

El ambiente marino se destaca entre los ambientes de exposición, como un ambiente altamente agresivo frente a la durabilidad de las estructuras de concreto armado, esto se debe a la gran cantidad de agentes agresivos que interactúan, siendo el cloruro y los sulfatos los principales, además de las condiciones climatológicas; alta humedad relativa y alta temperatura.

La principal causa de afectación de las estructuras de concreto armado localizadas en el ambiente marino se debe a la corrosión del acero de refuerzo, dicho proceso de degradación se deriva de la pérdida de pasividad del acero, lo que provoca la iniciación del proceso de corrosión.

La interacción del ion cloruro con las estructuras de concreto armado se define como la más agresiva, su proceso de degradación consiste en alcanzar el acero de refuerzo viajando a través de la red porosa del concreto mediante mecanismos de transporte como son la difusión y la succión capilar. El acoplamiento de ambos mecanismos de transporte maximiza el avance del frente de penetración de cloruros, lo que desencadena la corrosión del acero de refuerzo.

La afectación del ion sulfato resulta de menor grado pero no despreciable, esta consiste en la degradación de la matriz cementicia, ya que al ingresar a la red porosa del concreto, reacciona químicamente con compuestos hidratados del cemento (aluminatos tricalcico) para dar origen a nuevos compuestos (etringita) que ocupan un volumen significativamente mayor. Lo anterior, provoca presiones internas en el concreto a tal grado que se genera desprendimiento del recubrimiento.

La normativa Mexicana e internacional que son aplicables en los proyectos de construcción no exhiben explícitamente la necesidad de llevar controles de calidad en cuanto a parámetros de durabilidad se refiere, ante esta situación resulta importante que se desarrollen procedimientos que ofrezca dicho marco normativo.

La ciudad de Mazatlán, Sinaloa hoy en día alberga proyectos de edificación con un alto costo de construcción, los cuales sin duda alguna son fuertes candidatos para llevar controles de calidad de parámetros de durabilidad. Asimismo, la conservación de dichos proyectos estará en función de la aparición de patologías propias del ambiente marino, por lo que su correcto manejo resulta de vital importancia.

BIBLIOGRAFÍA

- ACI. (2005). Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-05) y Comentario (ACI 318SR-05). En *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-05) y Comentario (ACI 318SR-05)* (pág. 495). FARMINGTON HILLS, MICHIGAN, USA.
- Amante, O. D. (2016). ADITIVOS REDUCTORES DE AGUA PARA CONCRETO, ADICIONES MINERALES Y NO MINERALES PARA EL CONCRETO-IMCYC. En *CONSTRUCCIÓN Y TECNOLOGÍA EN EL CONCRETO* (pág. 4).
- Andrés Torres Acosta, M. M. (2001). *Diseño de Estructuras de Concreto Con Criterio de Durabilidad-IMT*. Sanfandilla, Qro: Publicación Técnica No.181.
- Camacho, J. M. (2009). DURABILIDAD EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO LOCALIZADAS FRENTE A LA COSTA. *DURABILIDAD EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO LOCALIZADAS FRENTE A LA COSTA*. UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE SINALOA, CIUDAD UNIVERSITARIA, MÉXICO D.F.
- Capítulo 6-Aditivos para concreto. (s.f.). En *Diseño y Control de Mezclas de Concreto EB201*.
- Carvajal, L. E. (s.f.). ANÁLISIS DE LAS PROPIEDADES MECÁNICAS DE UN CONCRETO. *ANÁLISIS DE LAS PROPIEDADES MECÁNICAS DE UN CONCRETO*. Universidad Católica de Colombia, Bogotá D.C.
- Comisión Federal de la Electricidad, Tecnología del Concreto*. (1994). México: Sección1.
- Constructor Civil*. (08 de Febrero de 2011). Obtenido de Constructor Civil:
<https://www.elconstructorcivil.com/search/label/MATERIALES%20DE%20CONSTRUCCION>
- GUTIÉRREZ, I. C. (2016). ESTUDIO DE DURABILIDAD DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO FRENTE A LOS AGENTES QUÍMICOS AGRESIVOS. *ESTUDIO DE DURABILIDAD DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO FRENTE A LOS AGENTES QUÍMICOS AGRESIVOS*. UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO, MÉXICO, D.F., D.F., MÉXICO.
- Harmsen, T. E. (2002). *Diseño de Estructuras de Concreto Armado*. Perú: Fondo Editorial.
- Herwing López, P. M. (2014). Estrategias para Mejorar la Durabilidad del Concreto Reforzado Ante un Medio Marino. En *Estrategias para Mejorar la Durabilidad del Concreto Reforzado Ante un Medio Marino*. GUANAJUATO.
- MAZATLÁN, SINALOA-DIGA OHM*. (s.f.). Obtenido de <https://digaoh.semar.gob.mx>
- Naus, J. R. (2000). ACI 365. 1R-00. *Service-Life-Prediction*. ACI Committe 365.
- Odriozola, M. Á. (2007). CORROSIÓN DE LAS ARMADURAS DEL HORMIGÓN ARMADO EN AMBIENTE MARINO: ZONA DE CARRERA DE MAREAS Y ZONA SUMERGIDA. *MIGUEL ANGEL BERMUDEZ ODRIOZOLA*. ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS, MADRID, ESPAÑA. Recuperado el 2022

- Ramírez, J. G.-E. (2011). PRINCIPALES CAUSAS Y POSIBLES SOLUCIONES DE LAS. *PRINCIPALES CAUSAS Y POSIBLES SOLUCIONES DE LAS RECLAMACIONES A NIVEL PATOLÓGICO EN SISTEMA DE EDIFICACIONES APORTICADAS*. Universidad de Medellín, Medellín, Colombia. Obtenido de <file:///C:/Users/milla/Downloads/Acciones%20y%20mecanismos%20de%20deterioro%20en%20estructuras.pdf>
- Ramos, J. M. (2001). *Patologías y técnicas de intervención en estructuras arquitectónicas*. Madrid, España.
- Rodríguez, E. A. (2006). INFORME DE TRABAJO DE GRADUACIÓN PARA OBTENER EL GRADO DE LICENCIATURA EN INGENIERÍA CIVIL. *DIRECCIÓN, TRATAMIENTO Y PREVENCIÓN DE PATOLOGÍAS EN SISTEMAS DE CONCRETO ESTRUCTURAL UTILIZADOS EN INFRAESTRUCTURA INDUSTRIAL*. Escuela de Ingeniería Civil, San José.
- Rojas, I. L. (2016). ANÁLISIS DE LAS PROPIEDADES MECÁNICAS DE UN CONCRETO. *TESIS-ANÁLISIS DE LAS PROPIEDADES MECÁNICAS DE UN CONCRETO*. Universidad Católica de Colombia, Bogotá D.C, Colombia. Recuperado el Marzo de 2022
- Sika. (2003). Aditivos para concreto. *Concreto Aditivo Para Concreto*.
- Torres Andrés, U. E. (2012). Propiedades físicas de morteros fabricados con cinco diferentes marcas de cemento tipo cpr 30r. *Instituto Mexicano del Transporte, NOTAS num.134, artículo 2*.
- Velazco, J. P. (2014). Manual del Concreto Estructural. En J. P. Velazco, *Manual del Concreto Estructural* (pág. 69). Caracas: Miguel Angel Alvarez.