



INSTITUTO POLITÉCNICO NACIONAL

**CENTRO INTERDISCIPLINARIO DE INVESTIGACIÓN PARA EL
DESARROLLO INTEGRAL REGIONAL - UNIDAD OAXACA**

**Maestría en Ciencias en Conservación y Aprovechamiento de
Recursos Naturales.**

**Especialidad de Transformación de Recursos Naturales
Línea de investigación: Ingeniería de procesos**

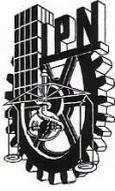
Influencia del agrietamiento del concreto en la corrosión del acero de refuerzo.

Tesis que para obtener el Grado de
Maestro en Ciencias presenta:

Omar Guzmán González

Director de Tesis:
Dr. Pedro Montes García

Oaxaca de Juárez, Oaxaca, Junio de 2008



INSTITUTO POLITECNICO NACIONAL SECRETARIA DE INVESTIGACION Y POSGRADO

ACTA DE REVISION DE TESIS

En la Ciudad de Oaxaca de Juárez siendo las 13:00 horas del día 13 del mes de junio del 2008 se reunieron los miembros de la Comisión Revisora de Tesis designada por el Colegio de Profesores de Estudios de Posgrado e Investigación del **Centro Interdisciplinario de Investigación para el Desarrollo Integral Regional, Unidad Oaxaca (CIIDIR-OAXACA)** para examinar la tesis de grado titulada: **"Influencia del agrietamiento del concreto en la corrosión del acero de refuerzo"**

Presentada por el alumno:

Guzmán

Apellido paterno

González

materno

Omar

nombre(s)

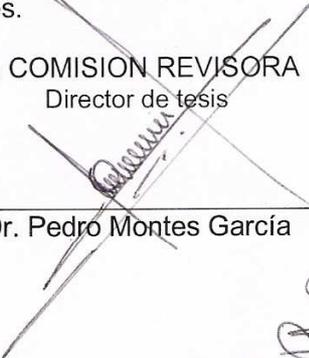
Con registro:

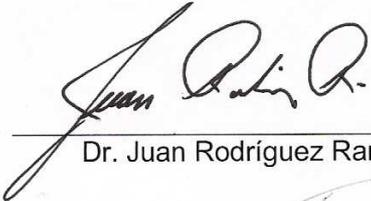
A	0	6	0	1	6	6
---	---	---	---	---	---	---

aspirante al grado de: **MAESTRÍA EN CIENCIAS EN CONSERVACIÓN Y APROVECHAMIENTO DE RECURSOS NATURALES**

Después de intercambiar opiniones los miembros de la Comisión manifestaron **SU APROBACION DE LA TESIS**, en virtud de que satisface los requisitos señalados por las disposiciones reglamentarias vigentes.

LA COMISION REVISORA
Director de tesis


Dr. Pedro Montes García

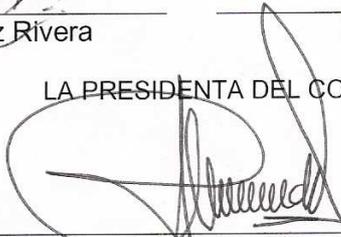

Dr. Juan Rodríguez Ramírez


Dr. Salvador/Isidro Belmonte Jiménez

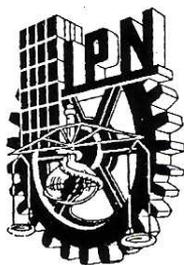

Dra. Luicita Lagunez Rivera


Dra. Yadira Gochi Ponce

LA PRESIDENTA DEL COLEGIO


Dra. María del Rosario Arnaud Viñas





INSTITUTO POLITÉCNICO NACIONAL
SECRETARÍA DE INVESTIGACIÓN Y POSGRADO

CARTA CESION DE DERECHOS

En la Ciudad de Oaxaca de Juárez el día 13 del mes junio del año 2008, el (la) que suscribe **Guzmán González Omar** alumno (a) del Programa de **MAESTRÍA EN CIENCIAS EN CONSERVACIÓN Y APROVECHAMIENTO DE RECURSOS NATURALES** con número de registro **A060166**, adscrito al Centro Interdisciplinario de Investigación para el Desarrollo Integral Regional, Unidad Oaxaca, manifiesta que es autor (a) intelectual del presente trabajo de Tesis bajo la dirección del : **Dr. Pedro Montes García** y cede los derechos del trabajo titulado: **“Influencia del agrietamiento del concreto en la corrosión del acero de refuerzo”**, al Instituto Politécnico Nacional para su difusión, con fines académicos y de investigación.

Los usuarios de la información no deben reproducir el contenido textual, gráficas o datos del trabajo sin el permiso expreso del autor y/o director del trabajo. Este puede ser obtenido escribiendo a la siguiente dirección **Calle Hornos 1003, Santa Cruz Xoxocotlán, Oaxaca**, e-mail: posgradoax@ipn.mx ó omar.one@hotmail.com . Si el permiso se otorga, el usuario deberá dar el agradecimiento correspondiente y citar la fuente del mismo.

GUZMÁN GONZÁLEZ OMAR

Resumen

En el presente trabajo se estudió la influencia del agrietamiento del concreto en la corrosión del acero de refuerzo; para tal efecto, se consideraron dos fases en el diseño experimental. En la fase I se estudió el efecto de diferentes anchos de grieta del concreto en la corrosión del acero de refuerzo en especímenes expuestos a un ambiente marino natural. En la fase II, se evaluó el efecto del agrietamiento en la corrosión del acero embebido en concreto que contenía arcilla natural como reemplazo de cemento, y fue expuesto a un ambiente marino simulado. Los resultados indican que bajo las condiciones estudiadas el ancho de grieta en el concreto no afecta la corrosión del acero; sin embargo, la existencia de agrietamiento si influye, principalmente en concretos con relaciones a/c bajas. Se encontró además, que la adición de arcilla natural reduce la resistencia a compresión del concreto y no disminuye la probabilidad de corrosión.

Abstract

In the present study the influence of cracking on corrosion of steel reinforcement was studied. For this purpose, two experimental phases were considered in the design. In phase I, the effect of crack width on the corrosion of steel reinforcement in concrete specimens exposed to a natural marine environment was analyzed. In phase II, the effect of corrosion cracking on steel embedded in concrete containing natural clay as a replacement of cement, and exposed to a simulated marine environment was evaluated. The results indicate that under the studied conditions the width of crack in the concrete does not affect the corrosion of steel; however, the existence of cracking does, mainly in concrete with a low water to cement ratio. It was also found that the addition of natural clay reduces the compression strength of concrete and does not decrease the probability of corrosion.

Dedico este trabajo a:

Mi maravillosa hija

Vanessa Guzmán Yescas

Mi amada esposa

Gabriela Yescas López

Mis padres

Marcelino Guzmán Rosauo

Felisa Emilia González Bolaños

Mi hermano

Norberto Guzmán González

Agradecimientos

Al **Dr. Pedro Montes García** por su apoyo, orientación y la experiencia compartida en el campo de la investigación durante el desarrollo de este trabajo.

Al **Instituto Politécnico Nacional** por abrir sus puertas y brindarme las facilidades para la elaboración de mi tesis. Además, por haber financiado los trabajos experimentales a través del proyecto “Desperdicios agrícolas e industriales como fuente alternativa para la producción de materiales suplementarios en concreto”, Clave **SIP-20060647** y **SIP 20070633**.

A la Comisión de Operación y Fomento de Actividades Académicas (**COFAA**) del Instituto Politécnico Nacional por la beca **PIFI** (Programa Institucional de Formación de Investigadores) otorgada de enero del 2006 a diciembre de 2007.

Al **Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología** (CONACYT) por el apoyo económico otorgado durante mis estudios de Posgrado y el financiamiento a través de proyecto “Corrosión del acero en concreto ordinario y de alto desempeño conteniendo puzolanas obtenidas de desperdicios agrícolas” Clave **SEP-CONACYT CIENCIA BASICA P47937-Y**.

Índice general.

Índice de tablas.....	x
Índice de figuras.....	x
Nomenclatura.....	xii
Introducción.....	1
1. Planteamiento de la investigación.....	2
1.1. Planteamiento del problema	2
1.2. Justificación	2
1.3. Antecedentes	3
1.4. Objetivo general.....	5
1.5. Objetivos específicos	5
1.6. Hipótesis	5
2. Marco referencial y teórico	7
2.1. El concreto	7
2.1.1. Concreto ordinario	8
2.1.2. Concreto de alto desempeño.....	8
2.1.3. Durabilidad del concreto	9
2.1.4. Adiciones puzolánicas	10
2.1.5. Agrietamiento del concreto	12
2.1.6. Protección del acero en el concreto.....	13
2.1.7. Corrosión del acero en concreto reforzado.....	13
2.1.8. Tipos de corrosión	16
2.1.9. Corrosión por cloruros	19
2.2. Evaluación de la corrosión en estructuras de concreto.....	20
2.2.1. Inspección visual	21
2.2.2. El método de la Media Celda.....	21
2.2.3. El método de resistencia a la polarización lineal	22
3. Metodología.....	26
3.1. FASE I Estudio en un ambiente marino natural	27
3.1.1. Caracterización de materiales	27
3.1.2. Proporcionamiento de las mezclas de concreto	27
3.1.3. Especímenes empleados.....	28
3.1.4. Equipo utilizado para las pruebas electroquímicas.....	29
3.2. FASE II Estudio en un ambiente marino simulado.....	30
3.2.1. Caracterización de materiales	31
3.2.2. Diseño y proporcionamiento de mezclas	32
3.2.3. Diseño y elaboración de especímenes	32
3.2.4. Acondicionamiento de especímenes de la fase II y exposición al ambiente simulado.....	34
3.2.5. Equipo utilizado para el estudio de la corrosión en la fase II	36

4.	Resultados.....	38
4.1.	Resultados de la fase I	38
4.1.1.	Potenciales de corrosión.....	38
4.1.2.	Densidad de corrosión	42
4.1.3.	Inspección visual.	45
4.2.	Resultados de la fase II	47
4.2.1.	Pruebas del concreto en estado fresco	47
4.2.2.	Resistencia a compresión.....	48
4.2.3.	Potenciales de corrosión.....	48
4.2.3.1.	Efecto del tipo de concreto en los potenciales de corrosión	49
4.2.3.2.	Efecto de la adición de arcilla natural en concreto diseñado con el método del ACI	50
4.2.3.3.	Efecto de la adición de arcilla natural en concreto diseñado con el método del HPC	51
4.2.3.4.	Efecto del agrietamiento en concreto diseñado con el método del ACI.....	52
4.2.3.5.	Efecto del agrietamiento en concreto diseñado con el método del HPC	53
4.2.3.6.	Efecto del agrietamiento en concreto con arcilla natural diseñado con el método del ACI.....	54
4.2.3.7.	Efecto del agrietamiento en concreto con arcilla natural diseñado con el método del HPC	55
4.2.3.8.	Inspección visual	55
5.	Discusión de resultados.....	60
	Conclusiones	64
	Recomendaciones	64
	Referencias	65

Índice de tablas.

Tabla 2-1 Normas ASTM vigentes para el uso de componentes en concreto.....	7
Tabla 2-2 Clasificación de las grietas en el concreto	12
Tabla 2-3 Reacciones que se desarrollan en una pila galvánica	15
Tabla 2-4 Potenciales de corrosión para diversos electrodos de referencia	22
Tabla 2-5 Interpretación de los valores de densidad de corrosión.	24
Tabla 3-1 Fases consideradas en esta investigación.....	26
Tabla 3-2 Resultados del análisis del cemento	27
Tabla 3-3 Proporcionamiento de mezclas para especímenes de la fase I	28
Tabla 3-4 Diseño experimental de la fase II.	30
Tabla 3-5 Resultados de la caracterización de materiales.	31
Tabla 3-6 Composición química de la arcilla utilizada.....	31
Tabla 3-7 Proporcionamiento de materiales para las mezclas de concreto.	32
Tabla 3-8 Nomenclatura utilizada para identificar las vigas en la fase II	33
Tabla 4-1 Registro de inspección visual.....	46
Tabla 4-2 Resultados de pruebas del concreto en estado fresco.....	47
Tabla 4-3 Resultados de resistencia a la compresión	48
Tabla 4-4 Registro de inspección visual en la fase II	56
Tabla 5-1 Resultados de resistencia a la compresión en concretos que contienen metakaolin	61
Tabla 5-2 Resultados de resistencia a la compresión en concretos que contienen ceniza volante.	62

Índice de figuras.

Figura 2-1 Factores que influyen en la durabilidad del concreto reforzado.....	10
Figura 2-2 Pila Galvánica o pila de corrosión	14
Figura 2-3 Reacciones electroquímicas en una pila galvánica.....	15
Figura 2-4 Proceso de corrosión del acero embebido en concreto	16
Figura 2-5 Diferentes secciones en corrosión por picaduras.	20
Figura 3-1 Espécimen estudiados en la fase I.....	28
Figura 3-2 Esquema de una prueba E_{corr}	29
Figura 3-3 Arreglo de equipo para prueba de RPL.....	30
Figura 3-4 Dimensionamiento de los especímenes estudiados en la fase II.....	32
Figura 3-5 Especímenes elaborados en la fase II.	33
Figura 3-6 Acondicionamiento del sistema con agrietamiento	34
Figura 3-7 Sistemas de estudio en la fase II.	35
Figura 3-8 Esquema del sistema de vigas con agrietamiento	35
Figura 3-9 Equipo utilizado en la fase II	36
Figura 4-1 E_{corr} en concretos con relación a/c	38
Figura 4-2 E_{corr} en especímenes con relación a/c de 0.3	40
Figura 4-3 E_{corr} en especímenes con relación a/c de 0.4	40
Figura 4-4 E_{corr} en especímenes con relación a/c de 0.5	41
Figura 4-5 E_{corr} en especímenes con relación a/c de 0.6	42

Figura 4-6 I_{corr} en especímenes con relación a/c de 0.3.....	43
Figura 4-7 I_{corr} en especímenes con relación a/c de 0.4.....	43
Figura 4-8 I_{corr} en especímenes con relación a/c de 0.5.....	44
Figura 4-9 I_{corr} en especímenes de concreto con relación a/c de 0.6	45
Figura 4-10 E_{corr} en especímenes ACI y HPC	49
Figura 4-11 E_{corr} en especímenes ACI y ACI-20	50
Figura 4-12 E_{corr} en especímenes HPC y HPC-20	51
Figura 4-13 E_{corr} en especímenes ACI y ACI CR	52
Figura 4-14 E_{corr} en especímenes HPC y HPC CR	53
Figura 4-15 E_{corr} en espécimen ACI-20 y ACI-20 CR	54
Figura 4-16 E_{corr} en especímenes HPC-20 y HPC-20 CR	55
Figura 4-17 Reporte fotográfico de los especímenes ACI	57
Figura 4-18 Reporte fotográfico de los especímenes HPC	58
Figura 5-1 E_{corr} en especímenes de concreto con 20% de ceniza volante.....	63

Nomenclatura

√	Espécimen en buen estado (fase I)
A	Grieta paralela a la barra a en espécimen (fase I)
Abs	Absorción de agua de los agregados (en % del peso seco)
ACI	American Concrete Institute (Instituto Americano del concreto)
Ag / AgCl	Electrodo de referencia de plata / cloruro de plata
ASTM	American Standard for Testing and Materials
a/c	Relación agua/cemento
B	Grieta paralela a la barra b en espécimen (fase I)
CD	Concreto deteriorado (fase I)
CR	Espécímenes de la fase II que tienen grietas de 0.2mm de ancho
CSH	Silicato hidratado de calcio
Cu / Cu SO ₄	Electrodo de referencia de cobre / sulfato de cobre
DT	Pieza dañada debido a tormentas
Hg/ Hg Cl	Electrodo de referencia calomel (mercurio / cloruro de mercurio)
E _{corr}	Potenciales de corrosión (en Volts)
ENH	Electrodo normal de hidrógeno
F	es una constante igual a 96500 A
HC	Herrumbre en grietas debidas a corrosión (fase I)
HG	Herrumbre en grietas preformadas (fase I)
HPC	High Performance Concrete (Concreto de alto comportamiento o alto desempeño)
i	es la corriente en amperes
I _{corr}	Densidad de corrosión ($\mu\text{A} / \text{cm}^2$)
m	Masa de material consumido
M	Peso atómico del metal (5 gr para el Fe)
MF	Módulo de finura
PVSC	Peso volumétrico seco compacto
R	Espécimen quebrado (fase I)
RPL	Resistencia a la polarización lineal
s/a	Espécimen control sin agrietamiento en la fase I y en la fase II
t	Tiempo en segundos
TMA	Tamaño máximo de agregado grueso
z	Carga iónica (2 para $\text{Fe} \rightarrow \text{Fe}^{2+} + 2 \text{e}^-$)
$\mu\text{A} / \text{cm}^2$	Microampere sobre centímetro cuadrado

Introducción

El uso del concreto para la construcción de infraestructura urbana y marina se ha incrementado en los últimos años. La popularidad de este material de construcción es atribuida a su versatilidad, simplicidad en su fabricación, diseño, durabilidad, bajo costo de mantenimiento y mínimo consumo de energía (Metha, 1998).

La vida de servicio de una estructura de concreto se ve reducida por su interacción con el medio, sufriendo deterioro prematuro por reacciones con sustancias agresivas presentes en el ambiente (Broomfield, 1997). En general, la durabilidad del concreto está en función de su resistencia a acciones mecánicas, la interacción con el medio y al ataque de diversos agentes químicos. Uno de los factores que más afecta a las estructuras de concreto es el agrietamiento, que resulta ser un libre acceso y provee las condiciones necesarias para que el proceso de corrosión inicie (Saraswathy, 2007).

En éste trabajo se investiga la influencia que tiene el agrietamiento del concreto en la corrosión del acero de refuerzo con la presencia de iones cloruro. Con este propósito se plantea el estudio en dos fases. En la Fase I se analiza la influencia de diferentes anchos de grieta existentes en el concreto en la corrosión del acero de refuerzo en especímenes expuestos a un ambiente marino natural. En la fase II se estudió el efecto del agrietamiento en la corrosión del acero en concreto que contiene arcilla natural como sustituto parcial de cemento en un ambiente marino simulado.

El documento se integra en seis capítulos que contienen los temas necesarios para entender los fenómenos, conceptos y variables utilizadas. El capítulo 1 se compone de la introducción, el planteamiento del problema, la justificación, los antecedentes, los objetivos y las hipótesis a evaluar. En el capítulo 2 se presenta el marco referencial y teórico dividido en los siguientes temas principales: concreto, corrosión y evaluación de la corrosión en estructuras de concreto reforzado. Se menciona en éste capítulo aspectos generales del concreto, la selección de los componentes para su elaboración, y algunos defectos inherentes a su propia naturaleza. Respecto al tema de la corrosión, se define el concepto, se explica su proceso electroquímico y se identifica como se desarrolla en el acero de refuerzo de estructuras de concreto. La metodología forma el capítulo 3, en ella se presenta el diseño experimental y se

especifican detalladamente los factores y niveles utilizados para cada fase. El análisis de resultados está contenido en el capítulo 4, posteriormente se encuentra la discusión de resultados, conclusiones, recomendaciones y referencias.

1. Planteamiento de la investigación

1.1. Planteamiento del problema

El concreto reforzado es un material de uso mundial, sin embargo, su compleja naturaleza tiene como consecuencia el agrietamiento, ya sea interno o superficial (François, 1991). Este agrietamiento afecta el recubrimiento que protege al acero de refuerzo y permite el contacto entre éste y los diversos agentes presentes en el medio ambiente capaces de desencadenar problemas en el acero, por ejemplo la corrosión. El problema de corrosión en el acero de refuerzo tiene como consecuencia la disminución de la sección de la varilla y pone en riesgo de colapso a cualquier estructura (Torres, 2004). De esta forma la combinación de grietas en el concreto y corrosión del acero de refuerzo se presenta fácilmente en un ambiente marino deteriorando un gran número de construcciones (Aquino, 2004) y pueden representar serios problemas sociales, económicos y de seguridad.

1.2. Justificación

La corrosión es un proceso natural en todo mineral (Genescá, 1996), sin embargo, para la industria de la construcción resulta ser un serio problema. La reparación de estructuras dañadas por corrosión implica destinar cerca del 8% del PIB; junto a esta demanda de dinero se suma la demanda de materias primas para elaborar insumos de construcción, con su cuantiosa demanda de recursos naturales como arcillas y calizas para elaborar cemento; minerales para el acero; petróleo para combustibles y recursos humanos para todos estos procesos. Además de la nueva y enorme demanda de recursos naturales está la consecuente emisión de contaminantes al suelo, al agua y al aire, que colaboran con el rápido deterioro del planeta y de la calidad de vida de sus habitantes.

La corrosión del acero daña a las estructuras de concreto reforzado de dos formas: reduce la sección del área de acero y genera productos de corrosión de mayor volumen que el acero mismo, los cuales provocan agrietamiento en el concreto al inducir esfuerzos de tensión. Esto provoca que la capacidad de carga de los elementos disminuya, alterando el comportamiento y generando eventualmente fallas estructurales (Broomfield, 1997) que ponen en alto riesgo a los usuarios de toda construcción con problemas de corrosión.

Por las razones anteriormente planteadas el estudio de la corrosión, así como su relación con el agrietamiento, es de vital importancia ya que se podrían ahorrar grandes cantidades de dinero, disminuir el consumo de recursos naturales y preservar la vida humana.

1.3. Antecedentes

Se han realizado estudios en donde se reporta que el agrietamiento en el concreto no influye en la corrosión del acero de refuerzo, (Mehta 1982 y Schiebel 1997). Sin embargo, los resultados reportados por Ohno (1994) indican que la presencia de grietas en el concreto si influye en la corrosión del acero y que este fenómeno responde a las variaciones en el ancho de la grieta en concretos con bajas relaciones a/c. Por otro lado se ha reportado que en concretos con relaciones a/c menores 0.45 en condición agrietada la densidad de corrosión es hasta diez veces mayor comparada con un espécimen sin agrietamiento (Montes, 2005).

Con el propósito de mejorar la durabilidad del concreto ante diversos problemas, incluyendo la corrosión del acero, con el desarrollo de la tecnología del concreto se han propuesto materiales diferentes al cemento que se pueden incorporar a la mezcla de concreto, comúnmente conocidos como adiciones puzolánicas. Dentro de estas adiciones se incluyen el humo de sílice, escoria granulada de alto horno, ceniza volante, vidrios volcánicos, opal, arcilla tipo kaolinita, arcilla tipo ilita, arcilla tipo montmorillonita, arcilla con vermiculita, zeolitas y óxidos hidratados de aluminio (Manjit, 2006).

Saraswathy (2007) estudió el efecto del agrietamiento y el contenido de ceniza volante en el desarrollo de la corrosión del acero, encontrando que en concretos con

relación a/c 0.48 y 0.58, en condición agrietada, la sustitución de 25% de ceniza volante disminuye la velocidad de corrosión. Una de las formas de controlar el agrietamiento propio del concreto es utilizando bajas relaciones a/c, sin embargo, se recomienda además de esto, incluir adiciones minerales e incluso inhibidores para mitigar el problema de corrosión en el acero (Montes, 2003).

El uso de la ceniza volante en concreto ha sido con fines diversos destacando su empleo para la disminución del calor de hidratación del cemento, ganancia de resistencia a largo plazo y el desempeño ante la corrosión del acero de refuerzo (Malhotra, 2005). Concretos con relaciones a/c 0.58, 0.48 conteniendo ceniza volante como sustituto de cemento mostraron mejor resistencia a la corrosión del acero, que el concreto elaborado únicamente con cemento (Saraswathy, 2007).

El uso de ceniza volante para elaborar concreto se recomienda en un 30%, ya que mejora su resistencia a la corrosión, al disminuir su permeabilidad, sin embargo, mas del 40% disminuye el pH del concreto hasta 10 lo cual no es conveniente (Tae et al, 2007). La adición de ceniza volante en concreto disminuye la velocidad de corrosión, como consecuencia de la menor penetración de cloruros (Chalee et al. 2007); otros materiales propuestos para utilizarse en concreto son las arcillas, no obstante, es necesario activarlas por calcinación a temperaturas entre 500-800°C, posteriormente son molidas finamente hasta alcanzar un tamaño de partícula de 5µm (Lima et. al. 2005). Sin embargo, en los procesos de calcinación es necesario el empleo de recursos energéticos comparables a los usados en la fabricación de clinker, comparando también el grado de contaminación.

Desde hace mas de dos décadas la arcilla calcinada se ha usado como puzolana en Brasil, Dinamarca, Francia, Inglaterra, Estados Unidos, India y Egipto (Manjit, 2006). En la india la arcilla calcinada es conocida como "Surkhi", su uso es reciente y poco conocido debido al alto costo que resulta de calcinar la arcilla, comparándose con otros materiales puzolánicos como la ceniza volante y sílice finamente dividido. Se han usado arcillas de diversos tipos incluyendo las provenientes de los hábitat de las termitas, sin embargo, aún estas arcillas deben ser tratadas a temperaturas mayores a 800 °C (Elinwa, 2006), para utilizarlas en forma de metakaolin el cual se recomienda como sustituto de cemento en un 15% para mejorar la resistencia a la

compresión en el concreto y disminuir la velocidad de corrosión del acero de refuerzo (Anand et. al. 2006).

Con el uso de los nuevos materiales suplementarios se consigue; por un lado, mejorar algunas características específicas del concreto y por otro disminuir el consumo de cemento. Sin embargo, es necesario seguir proponiendo y evaluando materiales alternativos para su uso en concreto que en el mejor de los casos no requieran una inversión energética previa a su uso.

1.4. Objetivo general

Evaluar la influencia del agrietamiento del concreto en la corrosión del acero de refuerzo de especímenes expuestos a dos ambientes; uno marino natural y otro simulado.

1.5. Objetivos específicos

1. Evaluar la influencia de diferentes anchos de grietas en el concreto en la corrosión del acero de refuerzo de especímenes expuestos a un ambiente marino natural.
2. Evaluar la influencia del agrietamiento en el concreto en la corrosión del acero de refuerzo cuando el concreto contiene 20% de arcilla como sustituto parcial de cemento.

1.6. Hipótesis

1. La variación del espesor de la grieta existente en el concreto no afecta la corrosión del acero de refuerzo.
2. La existencia de grietas no tiene efecto en la probabilidad de corrosión del acero en concreto que contiene arcilla natural como sustituto parcial de cemento.
3. La sustitución de 20% de cemento por arcilla natural no afecta la resistencia a compresión del concreto y disminuye la probabilidad de corrosión del acero de refuerzo.

Marco referencial y teórico

2. Marco referencial y teórico

2.1. El concreto

El concreto hidráulico preparado con cemento portland es de apariencia simple pero de una naturaleza interna muy compleja, su constitución es básicamente agregados pétreos, agua y cemento. En la reacción química de hidratación entre el agua y el cemento se forman silicatos hidratados de calcio (C-S-H) que se enlazan y endurecen en un solo conjunto con los agregados, dando como resultado un material con apariencia similar al de una roca (Kosmatka, 2004). Adicionalmente a los componentes principales se emplean aditivos químicos, minerales o naturales para obtener características específicas, como alta resistencia, muy alta resistencia, baja permeabilidad, resistencia a edades tempranas, concretos fluidos, también llamados auto-consolidantes.

Las diferentes propiedades del concreto están en función de los tipos de materiales empleados y de sus características particulares, sin embargo, se menciona que el concreto en conjunto es mas que la suma de sus componentes y una vez dosificado y mezclado influye en la formación de su estructura la relación a/c, tiempo y tipo de curado y grado de hidratación del cemento, entre otros (Mays, 1992).

La selección de los componentes para elaborar concreto se lleva a cabo con base en la evaluación indicada por las normas correspondientes (Tabla 2-1).

Tabla 2-1 Normas ASTM vigentes para el uso de componentes en concreto

Componente	ASTM
Cemento	C 150
Agua	C 1602
Agregado fino	C 33
Agregado grueso	C 33
Adiciones minerales	C 989, C 618, C1240

Fuente: Elaborado por el autor

2.1.1. Concreto ordinario

El concreto ordinario es elaborado con los componentes básicos y se pueden modificar sus propiedades con la variación del proporcionamiento de arena, grava o relación a/c. En este tipo de concreto regularmente no se usan adiciones minerales, puzolánicas o aditivos químicos. Los métodos de diseño de mezcla empleados son las curvas de Duff Abrams o el de Volúmenes Absolutos del ACI y la relación a/c varía de 0.4 a 0.7. Estos concretos resultan con pesos volumétricos de 2200 kg/m³ a 2400 kg/m³, el revenimiento es menor a 15 cm sin usar aditivos, la resistencia a compresión varía entre 15 MPa y 40 MPa y el módulo de elasticidad se ubica entre 14000 MPa y 41000 MPa (Kosmatka, 2004). Para estos concretos generalmente el parámetro de elección es la resistencia a la compresión.

2.1.2. Concreto de alto desempeño

En condiciones de exposición severas es necesario un tipo de concreto con características que garanticen el óptimo desempeño de la estructura. Como respuesta a este problema inicia el desarrollo de los concretos de alto desempeño o concretos de alto comportamiento (HPC, por sus siglas en inglés). El HPC generalmente se diseña con el método propuesto por Metha y Aïtcin (1990) bajo los principios de estabilidad volumétrica e impermeabilidad con relaciones a/c que oscilan entre 0.23 y 0.4. En sus componentes se incluye, además de los básicos, aditivos químicos, cementantes adicionales, minerales o puzolánicos (ASTM C 618, 989, 1240). Son necesarios procesos de mezclado, transporte, acabado y curado diferentes a los utilizados para el concreto ordinario. Debido a los aspectos mencionados un HPC alcanza resistencias entre 70 MPa y 140 MPa y el módulo de elasticidad es mayor a 40000 MPa. El HPC en general tiene resistencia más alta que el concreto ordinario, sin embargo, para este tipo de concreto la durabilidad es un parámetro de relevante importancia. La durabilidad de un HPC radica en la densidad de la pasta de cemento y la presencia de poros más pequeños y mejor distribuidos (Aïtcin, 2003). Lo anterior dificulta la penetración de cloruros o carbonatos, mejora su desempeño ante ciclos de congelamiento-deshielo y aumentan su resistencia a las sollicitaciones mecánicas las cuales están muy por encima de las ordinarias.

Las adiciones minerales comúnmente usadas en un HPC es el humo de sílice, ceniza volante, escoria de alto horno, metakaolin, puzolanas naturales, las cuales aumentan la resistencia a corto y a largo plazo, reducen el calor de hidratación, mejoran la trabajabilidad y disminuyen la permeabilidad debido a la formación de compuestos secundarios (Mehta, 1990).

2.1.3. Durabilidad del concreto

Además de las consideraciones mecánicas del mismo concreto es necesario tomar en cuenta su durabilidad potencial en función del entorno, es decir, la capacidad del material de mantener sus propiedades a lo largo del tiempo sin que afecte a la seguridad, funcionalidad y estabilidad para las cuales se ha diseñado (Sanjuán, 2001). En concreto simple el deterioro puede ser interno y/o externo que se manifiesta en forma de erosiones, fisuras, expansiones, etc. En el caso del concreto reforzado la durabilidad de la estructura depende tanto de las características del concreto, como del acero y la relación entre ellos. El concreto siendo de una naturaleza muy compleja y esencialmente heterogénea, en su estructura interna existe una fase sólida, una fase porosa y una fase acuosa. Esta última participa activamente en los procesos de difusión de agentes agresivos hacia el interior del concreto y en el proceso de corrosión la fase acuosa es el medio electrolítico.

Los factores que pueden dañar al concreto armado pueden ser físicos, químicos o biológicos. Entre los físicos se encuentra la erosión, abrasión, impacto, congelamiento-deshielo y las cargas; entre los químicos las aguas puras, marinas, ácidas y sulfáticas; y entre los biológicos los microorganismos (Sanjuán, 2001).

En el esquema de la figura 2-1 se observa la relación de los factores que pueden provocar un rápido deterioro en las estructuras de concreto causando disminución de la durabilidad. Los fenómenos de transporte como son la difusión, la permeabilidad y la absorción, se presentan en un concreto sano, sin presencia de grietas y pueden ocasionar daños severos al permitir que los agentes lleguen hasta el acero de refuerzo o simplemente al interior del concreto. Lo anterior indica que el agrietamiento en el concreto es un acceso directo que pone en contacto a los agentes existentes en el medio con el acero de refuerzo.

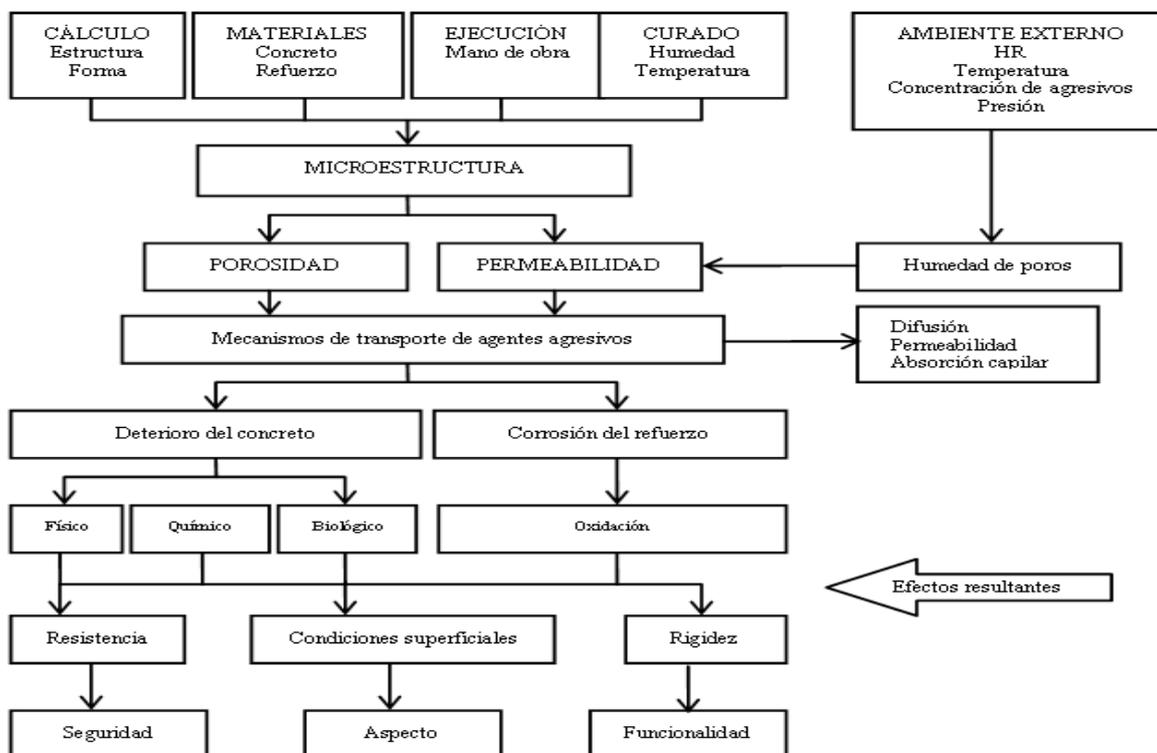


Figura 2-1 Factores que influyen en la durabilidad del concreto reforzado.

Fuente: Sanjuán, 2001.

El desempeño de una estructura de concreto depende tanto de las características internas de este material como de las condiciones del medio que la rodea y principalmente de las interacciones entre estos dos elementos. De esta interacción se determina la durabilidad de una estructura, que para el caso del concreto, dependería de características propias como estabilidad volumétrica, resistencia a la penetración de cloruros, hermeticidad e impermeabilidad (Mehta, 1990). Adicional a estas propiedades existen otras características que pueden disminuir la durabilidad del concreto, por ejemplo alta relación a/c, poco tiempo de curado, alto desarrollo de calor de hidratación (lo cual implica mayor porosidad), altas variaciones volumétricas en función del clima y agrietamiento del concreto.

2.1.4. Adiciones puzolánicas

Reciben el nombre de puzolanas aquellos materiales silíceos o sílico-aluminoso que por sí mismo posee poco o ningún valor cementante (Kosmatka, 2004). Sin embargo,

en forma finamente molida y en presencia del agua sus constituyentes forman un material gelatinoso que fija el hidróxido de calcio, $(\text{Ca}(\text{OH})_2)$ liberado por la hidratación del cemento Pórtland, y producen compuestos estables (CSH), que sellan porosidades en el interior de la mezcla (Neville, 1999) Uno de los primeros registros del uso de las puzolanas data del año 1765 en una carta del Marques de Marigni a Lorient, un investigador Francés radicado en Italia, en la que le hizo saber que en Nápoles, cerca de Pozzuoli, además de la cal viva se usaban todavía el rapillo y la puzolana, lava del Vesubio, el volcán cuya primera gran erupción en el siglo I (año 79) sepulto las ciudades de Pompeya y Herculano (La cultura del cemento Pórtland, artículo de difusión distribuido por Cruz Azul).

Hoy en día de los materiales puzolánicos más conocidos son las tierras diatomáceas, los horsteno opalinos, las arcillas, pizarras, tobas volcánicas y la piedra pomez. La mayoría de las puzolanas naturales se deben moler antes de ser usadas y muchas se tienen que calcinar a temperaturas entre $650\text{ }^{\circ}\text{C}$ y $980\text{ }^{\circ}\text{C}$ para activar sus componentes arcillosos (Kosmatka, 2004). La puzolana más utilizada en el concreto es la ceniza volante, es un residuo finamente dividido que resulta de la combustión mineral pulverizado en las plantas generadoras de electricidad. Durante la combustión, las impurezas del carbón mineral (como arcilla, feldespato, cuarzo y pizarra) se funden y son retiradas de la cámara de combustión, el material se enfría y se solidifica formando partículas esféricas llamadas cenizas volantes. La ceniza volante de los gases (partículas con tamaño entre $1\text{ }\mu\text{m}$ y $100\text{ }\mu\text{m}$) de escape se recolecta por medio de precipitadores electrostáticos. Estos materiales se identifican como clase F si el contenido de calcio es menor al 10% y clase C cuando el contenido de calcio es entre 10 y 30% (ASTM C 618) (Kosmatka, 2004).

Hay puzolanas naturales, de origen volcánico, y artificiales, hechas a base de arcillas activadas; ambas se utilizan porque contribuyen a la resistencia de las mezclas de cemento, además de mejorar sus características de durabilidad debido a la mayor densidad de la matriz de cemento (Hisada, 1999).

2.1.5. Agrietamiento del concreto

El agrietamiento está presente en todo tipo de concreto, se han identificado como principales causas de este hecho: la propia naturaleza del concreto y los esfuerzos generados por las cargas a las que está sometida toda estructura. Durante el proceso de endurecimiento en el concreto se generan grietas causadas por una alta relación a/c, curado ineficiente, variación volumétrica y contracción plástica entre otros factores. Por otro lado, las grietas por esfuerzos se presentan debido a que las estructuras son diseñadas para resistir una determinada magnitud de esfuerzos; sin embargo, durante la vida de servicio, se presentan acciones tan diversas que provocan concentraciones de esfuerzos y para liberar esta energía la estructura puede sufrir un desplazamiento, una deformación o simplemente agrietarse.

Clasificación de grietas en el concreto

Respecto a la clasificación de las grietas se tienen diferentes propuestas, de las que se resumen algunas en la tabla 2-2.

Tabla 2-2 Clasificación de las grietas en el concreto

Fuente	Clasificación	Observación	
Blakely, 1955*	Ubicación	<ul style="list-style-type: none"> ▶ Aisladas ▶ A través del mortero ▶ A través de los agregados 	
Crack in concrete causes and prevention	Profundidad	<ul style="list-style-type: none"> ▶ Superficial ▶ Poco profundas 	<ul style="list-style-type: none"> ▶ Profundas ▶ Grietas que atraviesan
	Dirección	<ul style="list-style-type: none"> ▶ En mapas o con patrones ▶ Individuales continuas ▶ Alrededor de los agregados 	<ul style="list-style-type: none"> ▶ En concreto fresco ▶ En concreto endurecido ▶ Por reacción química
Carrasquillo, 1981*	Individuales (aisladas)	Se presentan en la interfase pasta-agregado y son estables bajo carga constante.	
	Combinadas	Grietas individuales conectadas por grietas a través del mortero	Tipo I. Dos grietas en la interfase conectadas por una grieta en el mortero, sin embargo son estables. Tipo II. Al menos dos grietas aisladas y dos grietas en el mortero, son inestables.

* Citado por Hearn, 2001

Fuente: Elaborado por el autor

Con la clasificación anterior, en la inspección visual se pueden identificar el tipo de agrietamiento existente en el concreto.

2.1.6. Protección del acero en el concreto

El uso de la combinación del acero y el concreto data desde el año 1855 en el que Lambot construyó barcos de ferrocemento, de los cuales algunos se reportaron en muy buenas condiciones 100 años después. En 1867 se incorpora y se conoce como tal al concreto reforzado con la construcción de los Molinos de Weaver realizado por Hennebique en Swansea, Gran Bretaña (Mays, 1992).

El uso del concreto reforzado ha tenido gran demanda debido a la protección física y química que el acero encuentra dentro del concreto. Físicamente el recubrimiento de concreto aísla al acero del medio exterior, protegiéndolo del agua y otros agentes agresivos; químicamente la elevada alcalinidad del concreto cuyo valor de pH está entre 12.5 y 14 (Neville, 1999), crea en el acero una capa de óxidos insolubles, densa, muy delgada y casi impermeable. Al proceso durante el cual la capa de óxido protector se forma alrededor de la varilla se conoce como pasivación del acero. Sin embargo, a pesar de llevar muchos años usando el concreto reforzado, dependiendo de la interacción con el medio ambiente, en ocasiones pueden llegar a presentarse problemas en el concreto o el acero, dentro de las cuales se enumeran los siguientes: corrosión del acero de refuerzo, agrietamiento, reacción álcali-agregado (cáncer del concreto), formación de etringita tipo III o flujo plástico.

En este documento se enfatiza sobre el problema de corrosión del acero de refuerzo, por ser el tema de estudio, y no por restar importancia a los demás fenómenos mencionados.

2.1.7. Corrosión del acero en concreto reforzado

La corrosión es un proceso de deterioro que puede presentarse en cualquier material, identificándose más ampliamente en los metales y se define como: “La reacción química o electroquímica entre un material, usualmente un metal, y su medio ambiente que produce un deterioro del material y sus propiedades” (ASTM G 15-04).

La corrosión es considerada un tributo que se paga a la naturaleza como consecuencia de obtener un material elemental para un uso específico (Genescá, 1996). Tal es el caso de la extracción de mineral de hierro y por proceso de

“reducción” se obtiene hierro puro, que al combinarse con una pequeña cantidad de carbono forma el acero. La corrosión se presenta como un proceso de oxidación (proceso opuesto al de reducción) en el cual el acero sólido se disuelve y forma compuestos porosos y de mayor volumen, que provocan daños en el concreto.

En el medio ambiente existen diversos factores que pueden causar corrosión en el acero o promover las condiciones para que ésta se inicie. La causa mas común de la corrosión del acero de refuerzo es la presencia de cloruros (Mays, 1992).

El tipo de corrosión depende del medio en el que se desarrolla, en un ambiente seco predomina la corrosión química y en un ambiente acuoso se presenta la corrosión electroquímica (Broomfield, 1997), formándose en este último una pila galvánica (figura 2-2).

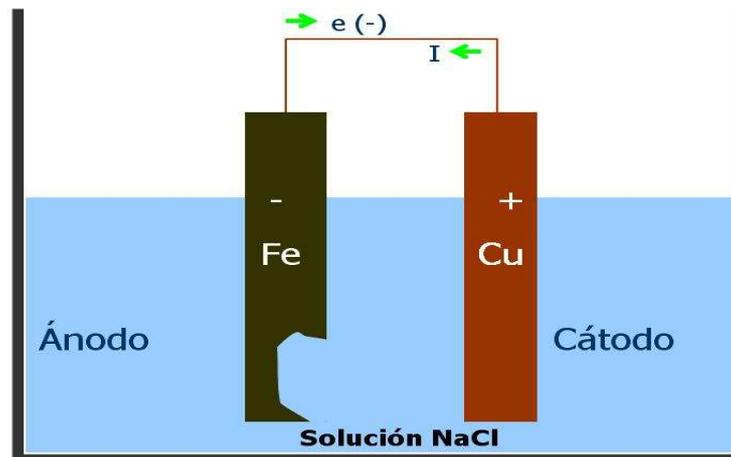


Figura 2-2 Pila Galvánica o pila de corrosión

Fuente: elaborado por el autor.

En esta pila se identifican los siguientes elementos: una zona anódica: donde ocurre la reacción de oxidación o disolución del metal; una zona catódica: donde ocurre la reacción de reducción; un conductor eléctrico: donde fluyen los electrones del ánodo al cátodo; y un conductor iónico: como medio de transporte de los iones.

Gráficamente se presentan en la figura 2-3 las reacciones que tienen lugar en una pila galvánica; se observa en esta figura que la disolución del metal ocurre en la zona anódica y por el contrario en el cátodo aumenta la alcalinidad, debido a que se generan iones hidróxido.

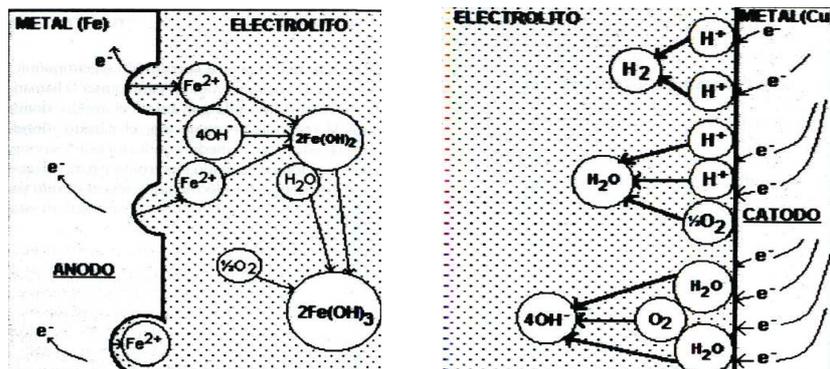


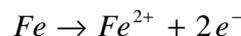
Figura 2-3 Reacciones electroquímicas en una pila galvánica.

Fuente: Castro, 2001

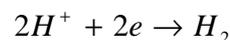
Del sistema mostrado en la figura 2-3, las reacciones que tienen lugar son las siguientes (tabla 2-3):

Tabla 2-3 Reacciones que se desarrollan en una pila galvánica

El hierro al liberar dos electrones se convierte en un ión con carga positiva, ésta es una reacción de oxidación y la porción del metal donde ocurre esta reacción es el ánodo.



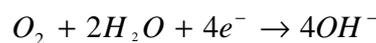
Los electrones liberados por el hierro viajan a través del conductor eléctrico hasta el cátodo para combinarse con iones hidrogeno y formar gas hidrógeno.



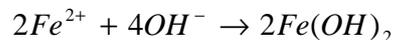
El gas hidrógeno se combina con el oxígeno para formar agua



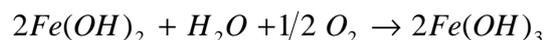
El agua, el oxígeno y los electrones provenientes del ánodo se combinan y forman iones hidróxilo u oxidrilo.



Los iones hidróxilo viajan a través del conductor iónico hasta las inmediaciones del ánodo, se combinan con los iones de hierro y forman el hidróxido ferroso blanco.



El hidróxido ferroso se combina con el agua y con moléculas de oxígeno para formar finalmente el hidróxido férrico o herrumbre de color rojizo, que tiene un volumen 8 veces mayor al volumen inicial de la molécula de hierro.



Fuente: Genescá, 1996

La corrosión que se presenta en el acero de refuerzo en concreto es electroquímica y consta de los mismos elementos con las siguientes consideraciones: la zona anódica: es una parte del acero de refuerzo, la zona catódica: es otra parte del acero de refuerzo, el conductor eléctrico: es el acero de refuerzo y el conductor iónico: es la solución existente en los poros del concreto. Esquemáticamente la corrosión del acero de refuerzo se presenta en la figura 2-4:

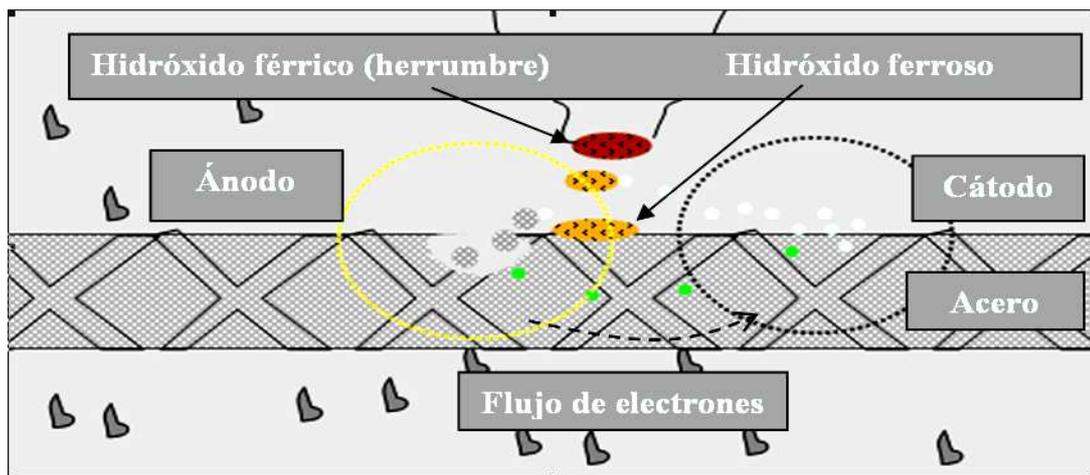


Figura 2-4 Proceso de corrosión del acero embebido en concreto

Fuente: Elaborado por el autor

Debido a que la corrosión en el acero de refuerzo es electroquímica se puede monitorear de forma no destructiva con las diferentes técnicas electroquímicas existentes.

2.1.8. Tipos de corrosión

En el concreto armado, las formas que puede adoptar la corrosión del acero de refuerzo son diversas. Fontana (1986) clasificó los diferentes tipos de corrosión de acuerdo a la apariencia física del ataque.

Corrosión por picaduras

Las picaduras se forman por la disolución localizada de la película pasiva, típicamente resultan del ingreso de iones cloruro al interior del concreto, formándose una celda de corrosión donde existe una área pasiva intacta actuando como cátodo,

en la cual se reduce el oxígeno y una pequeña área donde se ha perdido la película, actuando como ánodo, en la cual ocurre la disolución del acero. Varios factores actúan en conjunto para mantener o profundizar las picaduras existentes, más que para extender la corrosión o generar nuevas picaduras. Como ya es conocido (Fontana, 1986), las picaduras son autocatalíticas, ya que generan las condiciones necesarias y suficientes para su continuo crecimiento. En el ánodo se produce ácido, debido a que los iones cloruro favorecen la hidrólisis del Fe en agua para formar H^+ y Cl^- libre. Esto disminuye el pH local y los iones cloruro permanecen en el medio para seguir interviniendo en el proceso de corrosión, agravando el problema.

Corrosión en espacios confinados

La corrosión de este tipo puede ocurrir cuando sobre la superficie del metal existe un espacio lo suficientemente resguardado que evita el acceso continuo del oxígeno a esa zona, pudiendo crearse celdas diferenciales de oxígeno que inducen a la corrosión del refuerzo (Fontana, 1986). Existen varias situaciones que pueden inducir a este daño. Entre ellas se puede mencionar la inyección de grietas (estructurales o por corrosión) con material epóxico, donde ya el medio agresivo ha llegado al refuerzo, siendo esta zona en donde la corrosión se aceleraría por la falta de acceso de oxígeno. Adicionalmente, si hay iones cloruro en el concreto, éstos pueden acumularse en el intersticio resultante entre el recubrimiento y el acero. El pH dentro de este espacio confinado disminuye y el proceso de corrosión se sigue agravando por un proceso autocatalítico, similar al de corrosión por picadura, originando una mayor pérdida de adherencia entre el acero y el concreto.

Corrosión bajo tensión

Este tipo de corrosión se presenta cuando se dan conjuntamente esfuerzos de tracción en el acero y un medio agresivo; esto ocurre preferencialmente en concreto pretensado o postensado. La corrosión bajo tensión es un fenómeno muy específico, generalmente asociado a una mala calidad del concreto, presencia de iones agresivos, generalmente aportados por algunos aditivos, o al uso de un determinado tipo de acero (templado y revenido).

Corrosión por corrientes de interferencia

Las corrientes de interferencia, llamadas también vagabundas, pueden ser definidas como las corrientes que fluyen en una estructura y que no forman parte del circuito eléctrico / celda electroquímica específica. Para que ocurra corrosión por corrientes de interferencia debe existir un intercambio de corriente entre una estructura metálica y un medio electrolítico (Fontana, 1986). La corriente continua es la que tiene el efecto más pronunciado sobre la corrosión, ya que ésta fluye en un solo sentido. Por el contrario la corriente alterna invierte su dirección alrededor de una centena de veces por segundo y puede causar un fenómeno mucho menos pronunciado.

Las fuentes más comunes de este tipo de corrientes son: sistemas de protección catódica operando en las cercanías de estructuras de concreto armado, especialmente en medios de muy baja resistividad, como lo es el agua salobre; sistemas con potencia eléctrica, como los trenes eléctricos; máquinas de soldar, donde la estructura conectada a tierra se encuentra a cierta distancia de los electrodos de soldar, corrientes telúricas (asociadas a la actividad solar y al campo magnético de la tierra). Independientemente de la fuente, las corrientes que fluyen en un medio electrolítico son manifestaciones de diferencia de voltaje.

Si el acero se encuentra “pasivado” en un concreto no contaminado por cloruros, esta corriente de interferencia no produciría la corrosión del refuerzo, ya que lo podría mantener pasivo o llevar a la zona de inmunidad. Por el contrario, si el concreto contiene cloruros, la corrosión del refuerzo se vería acelerada drásticamente.

Corrosión uniforme

La corrosión uniforme es el resultado de una pérdida de la película pasiva, resultante de la carbonatación del concreto y/o la presencia excesiva de iones cloruro (Fontana, 1986). También puede ocurrir por efecto de la “lixiviación” del hidróxido de calcio producida por la percolación y/o lavado por aguas puras o ligeramente ácidas.

Corrosión Galvánica

Este tipo de corrosión se puede dar cuando existen dos metales diferentes en el medio electrolítico. En el caso del acero en concreto, esta situación se dará cada vez que en alguna zona se dañe o no se forme la película pasiva característica. Esta zona actuará como un ánodo frente al resto del material, donde permanece la pasivación, el cual actuará como cátodo (Fontana, 1986). También se podría presentar cuando el refuerzo se encuentre en contacto con otros conductores más nobles.

2.1.9. Corrosión por cloruros

La corrosión por iones cloruros es más frecuente en las zonas costeras. La presencia de cloruros en el concreto puede deberse a la contaminación durante su elaboración, por uso de agregados contaminados o aditivos a base de cloruros (acelerantes de fraguado o reductores de agua); también por ingreso de cloruros desde el exterior a través de los poros del concreto. A la cantidad de cloruros presentes en la superficie del acero capaces de iniciar la corrosión del acero de refuerzo se le conoce como umbral de cloruros. Una de las teorías que explica el mecanismo de ataque de los cloruros en el acero es la siguiente:

Formación de compuesto: esta teoría plantea que los cloruros libres forman un compuesto soluble con los iones de hierro ($2\text{Fe}^{++} + 6\text{Cl}^- \rightarrow 2\text{FeCl}_3 + 4\text{e}^-$), alejándolos del ánodo, en busca de un pH alto y oxígeno disuelto, en estas condiciones los compuestos se disocian precipitando el hidróxido de hierro liberando los iones cloruros ($\text{FeCl}_3 + 2\text{OH}^- \rightarrow \text{Fe}(\text{OH})_2 + 3\text{Cl}^-$) (Fontana, 1986). En esta reacción los cloruros no se agotan, el proceso continúa formando óxidos o hidróxidos por la combinación del hierro con el oxígeno. Por lo tanto en vez de que la reacción se propague a lo largo del acero se desarrollan picaduras profundas en el acero (Genescá, 1996).

Una vez limpia la superficie del metal de los compuestos de corrosión se puede identificar algunas de las siguientes formas según la norma ASTM G46-05 (figura 2-5):

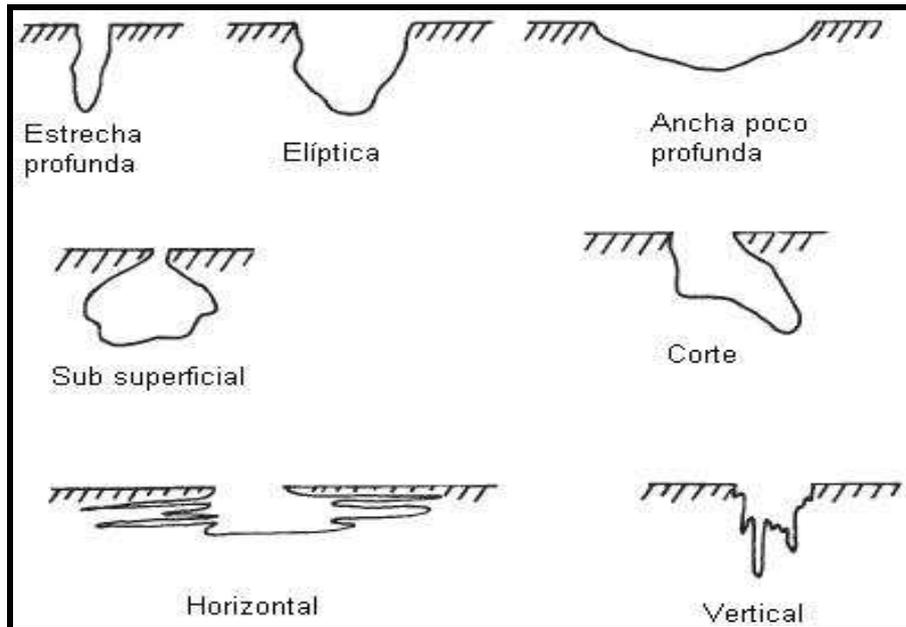


Figura 2-5 Diferentes secciones en corrosión por picaduras.

Fuente: ASTM G 46-05

En la clasificación de las secciones de las picaduras se puede observar que todas representan pérdidas considerables de la sección del metal en áreas estrechas lo que tiende a agravar el problema de corrosión, pues en relativamente poco tiempo la sección de acero se va reduciendo y puede ocasionar la falla del elemento.

2.2. Evaluación de la corrosión en estructuras de concreto

Debido a que la corrosión en el concreto reforzado es de tipo electroquímico es posible estudiarla con métodos afines como: inspección visual, media celda, resistencia a la polarización lineal (RPL), impedancia electroquímica o ruido electroquímico. La selección de las técnicas en un estudio específico depende del tipo de corrosión y de consideraciones económicas. Sin embargo, debido a la complejidad del fenómeno en estudio es necesario llevar a cabo al menos dos de las pruebas anteriores.

2.2.1. Inspección visual

La ventaja principal de este método radica en que es accesible y sirve para evaluar en cualquiera que sea la condición de la estructura, es confiable y no se requiere de una inversión económica alta.

La inspección visual puede desarrollarse en dos etapas, la etapa no destructiva consiste en realizar la observación externa de la estructura para evaluar la condición del concreto, identificar manchas, erosiones, productos de corrosión o agrietamiento del concreto en dirección del acero de refuerzo. Cuando en la superficie del concreto no existe evidencia suficiente para ratificar un estado del acero, una segunda etapa puede llevarse a cabo. Esta segunda etapa corresponde a una prueba destructiva que consiste en descubrir y exponer el acero de refuerzo, para registrar características como delaminación o productos de corrosión en la interfase acero-concreto. Con el registro de inspección visual se obtiene información de vital importancia para el entendimiento del problema además de la evidencia física del daño en el acero o en el concreto.

2.2.2. El método de la Media Celda

Este método estima la probabilidad de corrosión del acero de refuerzo en concreto interpretando su potencial de corrosión. Sin embargo este potencial no puede ser medido directamente, pues al intentarlo es necesaria una segunda terminal cuyo potencial absoluto se desconoce, por esta razón, se adopta el electrodo normal de hidrógeno (ENH) al cual se le ha asignado un valor de 0 volts. En estos términos el ENH resulta ser un electrodo de referencia, para lo cual su potencial de equilibrio en la reacción óxido-reducción debe ser constante. Existen diferentes electrodos de referencia que pueden emplearse para determinar la probabilidad de corrosión del acero de refuerzo: plata / cloruro de plata (Ag/AgCl), mercurio / cloruro de mercurio (Hg/HgCl , Calomel) y cobre / sulfato de cobre (Cu/CuSO_4)

La media celda se compone de una fracción de metal en una solución de sus propios iones (como cobre /sulfato de cobre, plata/cloruro de plata) que si se conecta a otros metales, en una solución de sus propios iones (tal como hierro en hidróxido férrico $\text{Fe}(\text{OH})_3$) se puede determinar la diferencia de potencial entre las dos medias celdas,

haciendo lo anterior se ha construido una batería, la cual genera un voltaje debido a la diferente posición de los metales en la serie electroquímica. Esta es una celda galvánica en que la corrosión y el flujo actual entre los diferentes metales, es conocido como acción galvánica (Broomfield, 1997).

Las lecturas de los potenciales de corrosión, dadas en milivolts (mV), son útiles para determinar la probabilidad de corrosión de acuerdo a la tabla 2-4.

Tabla 2-4 Potenciales de corrosión para diversos electrodos de referencia

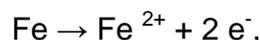
Lecturas en milivolts				Condición de corrosión.
Cu / CuSO ₄	Ag / AgCl	ENH	Calomel (Hg/HgCl)	
> -200	> -106	> +116	> -126	Bajo (10% riesgo de corrosión).
-200 a -350	-106 a -256	+116 a -34	-126 a -276	Intermedio riesgo de corrosión.
<-350	<-256	<-34	<-276	Alto >90% riesgo de corrosión.
<-500	<-406	<-184	<-426	Corrosión severa.

Fuente: ASTM C 876

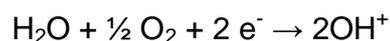
2.2.3. El método de resistencia a la polarización lineal

La velocidad de corrosión es la medida más cercana que se puede obtener para calcular la velocidad a la cual se disuelve la sección del acero, para tal efecto se utiliza el método de resistencia a la polarización lineal (RPL).

Inicialmente la RPL mide la cantidad de acero disuelto como función de la corriente eléctrica generada por la reacción anódica (Broomfield, 1997):



Esta corriente es consumida en la reacción catódica para la formación de compuestos OH⁻, aumentando la alcalinidad en el cátodo:



Es necesario tener en cuenta que un sistema en corrosión no está en equilibrio. La cantidad de un metal uniformemente corroído durante un periodo de tiempo se puede

determinar utilizando la segunda ley de Faraday. Así el peso m del metal corroído en una solución acuosa en un tiempo t será igual a:

$$m = \frac{M I t}{z F}$$

en donde:

m : Masa atómica de consumido ()

I : Flujo de corriente (en amperes A)

t : es el tiempo (en segundos)

F : es una constante igual a 96500 A

z : número de electrones/átomo producido o consumido en el proceso (carga iónica 2 para $\text{Fe} \rightarrow \text{Fe}^{2+} + 2 \text{e}^-$)

M : masa atómico del metal (g/mol, 55.847 para el Fe)

Esto da una conversión de $0.1 \mu\text{A} / \text{cm}^2 = 11.6 \mu\text{m}$ de sección de acero por año.

La resistencia a la polarización lineal es un método electroquímico que se ha empleado para determinar la densidad de corrosión (I_{corr}) en sistemas tan diversos como el concreto. Este método fue propuesto y difundido por Stern y Geary en 1957 (citado por Genescá, 2002) con la siguiente fórmula:

$$I_{\text{corr}} = \frac{B}{R_p}; \quad \text{donde} \quad B = \frac{(b_a * b_c)}{(2.303 (b_a + b_c))}$$

En donde b_a y b_c son las pendientes de Tafel anódica y catódica, respectivamente. En esta ecuación se establece la relación entre la densidad de corriente de corrosión con la resistencia a la polarización. El método de resistencia a la polarización lineal está basado en la observación de la polarización lineal cerca del E_{corr} ; es decir, la pendiente ($\Delta E / \Delta I$) de las curvas de polarización alrededor del E_{corr} .

La constante **B** en la ecuación presenta una relación entre las pendientes de Tafel y sirve para pasar de la proporcionalidad a la igualdad (Popa y Weisert 1958, citado por Genescá, 2002). Los mismos autores mostraron que B varía entre 13 y 52 mV para la mayoría del sistemas que ellos analizaron.

El método de PRL se adaptó en los inicios de 1970 para el estudio de acero embebido en concreto y se estimó un valor de 26 mV para el estado activo de la

corrosión, considerando un valor de $B=52$ mV para acero pasivo. Normalmente un valor de $B = 26$ mV se usa para barras sin recubrimiento y $B=52$ mV se usa para varillas cubiertas con resinas epóxicas. A pesar de ciertas limitaciones, la técnica de RPL ha sido probada para evaluar el proceso de corrosión con exactitud razonable. El método de RPL usa una pequeña excitación del potencial ($\Delta E \leq 10$ mV) para polarizar el acero de refuerzo y se analiza su efecto en el potencial de media-celda. El voltaje es aplicado por el uso de un electrodo adicional. Ambas reacciones proceden en sus regiones de Tafel respectivas y en la vecindad del potencial de corrosión, las corrientes son exponencialmente dependientes del potencial (Genescá, 2002). Para un rango de potencial menor o igual a 20 mV estos exponenciales pueden ser linealizados, dando una relación aproximadamente lineal entre corriente y potencial. En la tabla 2-5 se presenta la clasificación de valores de densidad de corrosión indicando el tiempo y condición de la corrosión.

Tabla 2-5 Interpretación de los valores de densidad de corrosión.

Clasificación de la velocidad de corrosión	
Condición pasiva	$I_{\text{corr}} < 0.1 \mu\text{Acm}^{-2}$
Corrosión baja a moderada	$I_{\text{corr}} 0.1$ a $0.5 \mu\text{Acm}^{-2}$
Corrosión moderada a alta	$I_{\text{corr}} 0.5$ a $1 \mu\text{Acm}^{-2}$
Corrosión alta	$I_{\text{corr}} > 1 \mu\text{Acm}^{-2}$
Tiempo de corrosión	
Corrosión no esperada	$I_{\text{corr}} < 0.2 \mu\text{Acm}^{-2}$
Corrosión posible en 10-15 años	$I_{\text{corr}} 0.2$ a $1 \mu\text{Acm}^{-2}$
Corrosión esperada de 2 – 10 años	$I_{\text{corr}} 1$ a $10 \mu\text{Acm}^{-2}$
Corrosión alta esperada en 2 años o menos	$I_{\text{corr}} > 10 \mu\text{Acm}^{-2}$

Fuente: Broomfield, 1997

La clasificación de la densidad de corriente con base en la tabla 2-5 permite estimar el tiempo en el cual se registrarán problemas de corrosión en una estructura de concreto, sin embargo, en un ambiente natural son múltiples los factores que pueden intervenir en el fenómeno, y afectar su tiempo de desarrollo; luego entonces, es necesaria la supervisión periódica para el control de la corrosión de una estructura.

Metodología

3. Metodología

El presente estudio se estructuró en dos fases como se indica en la tabla 3-1, en ella se presentan los niveles en los cuales se hizo variar el factor de entrada y se registraba su respuesta según el parámetro indicado. En la fase I se evaluó el efecto de diferentes anchos de grieta del concreto en la corrosión del acero de refuerzo. En esta fase se utilizaron datos de una investigación previa (Montes, 2003), que contó con una considerable inversión en tiempo y dinero, ya que se realizó en un periodo de 6 años y recibió financiamiento de instituciones publicas y privadas. Con este apoyo la investigación se llevó a cabo considerando el desarrollo natural del efecto de las condiciones de exposición en el fenómeno de la corrosión. Este tipo de alcance difícilmente se lograría en un estudio de maestría, debido a la complejidad del fenómeno de corrosión del acero de refuerzo, las restricciones de tiempo y la disposición de recursos económicos. Por esta razón fue fundamental contar con estos datos y su interpretación formó básicamente la fase I de esta tesis. En la fase II se evalúa en un periodo menor a un año, el efecto de grietas de 0.2mm de espesor en concretos, con relaciones a/c de 0.41 y 0.48, que contienen 20% de arcilla como sustituto parcial de cemento. Con estas dos fases se tiene el estudio del efecto del agrietamiento del concreto en la corrosión del acero de refuerzo a corto y a largo plazo.

Tabla 3-1 Fases consideradas en esta investigación

FASE I Estudio en ambiente marino natural		
Factores	Niveles	Variable respuesta
Relación a/c	0.3, 0.4, 0.5, 0.6	E_{corr} I_{corr}
Ancho de grieta (mm)	s/a, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4	Inspección visual
FASE II Estudio en ambiente marino simulado		
Factores	Niveles	Variable respuesta
Relación a/c	0.48 (ACI), 0.41(HPC)	E_{corr}
Ancho de grieta	s/a, 0.2 mm	Inspección visual
Contenido de arcilla	0, 20%	

3.1. FASE I Estudio en un ambiente marino natural

La información utilizada para el desarrollo de esta fase se obtuvo de un proyecto donde se evaluó la influencia del agrietamiento del concreto en la corrosión del acero de refuerzo en especímenes expuestos a un ambiente marino natural en la Bahía de Fundy, en Treat Island, Maine (Montes, 2003). Los factores y niveles utilizados se presentaron en la tabla 3-1. Para tal efecto se elaboraron especímenes de 5.5 cm x 23 cm x 30 cm con dos electrodos de trabajo y un contra-electrodo, a los cuales se les realizaron anualmente lecturas de potenciales de corrosión, densidad de corrosión y un reporte de inspección visual.

3.1.1. Caracterización de materiales

Se diseñaron y elaboraron especímenes con cemento Pórtland con las propiedades físicas y químicas que se presentan en la tabla 3-2, el agregado grueso utilizado fue: caliza triturada con un TMA de 1/2" y un peso volumétrico de 2690 kg/m³ y el agregado fino arena de río con un módulo de finura de 2.65 y un peso volumétrico de 2620 kg/m³, estos parámetros se determinaron con base en los métodos de caracterización indicados en la norma ASTM C 33.

Tabla 3-2 Resultados del análisis del cemento

Composición química	(%)	Análisis físico	Resultados
Sílice (SiO ₂)	20.6	Fineza tamaño 45µm	Pasa 87.1%
Alumina (Al ₂ O ₃)	5.3	Finura Blaine	385 m ² /kg
Oxido de hierro (Fe ₂ O ₃)	2.2	Tiempo de fraguado inicial	155 min.
Oxido de calcio total (TCaO)	63.1	Expansión en autoclave	0.01%
Óxido de magnesio (MgO)	1.4	F'c a 3 días	26.0 MPa
Trióxido de sulfuro	4.1	F'c a 7 días	31.1 MPa
Perdida por ignición	2.5	F'c a 28 días	38.4 MPa
Cal libre (CaO)	0.6	Expansión con sulfato	0.11%
Alkali equivalente (Na ₂ O)	0.83		
C ₃ A	10.3		

Fuente: Montes, 2003

3.1.2. Proporcionamiento de las mezclas de concreto

El proporcionamiento para cada una de las mezclas de concreto analizadas se presenta en la tabla 3-3.

Tabla 3-3 Proporcionamiento de mezclas para especímenes de la fase I .

a/c	Cemento (kg/m ³)	Agregado grueso (Kg/m ³)	Agregado fino (Kg/ m ³)	Agua (kg / m ³)	Incluser de aire (ml/ m ³)	Reductor de agua (ml / m ³)
0.3	673	890	470	202	471	1000
0.4	505	1105	720	133	303	-
0.5	404	890	694	202	202	-
0.6	336	750	890	202	100	-

Fuente: Montes, 2003

En los concretos mezclados se empleó un aditivo incluser de aire debido a que en el lugar de exposición se alcanzan temperaturas de congelamiento, y el incluirles aire permite que el concreto tenga mejor resistencia al congelamiento y deshielo (Neville, 1999). En el concreto con relación a/c de 0.3 y 0.4 además del aditivo incluser de aire se uso un aditivo reductor de agua para permitir el mezclado de este tipo de concreto.

3.1.3. Especímenes empleados

Se elaboraron especímenes prismáticos de 5.5 cm x 23 cm x30 cm. (figura 3-1), con dos varillas de acero al carbono (electrodos de trabajo) de 1.5 cm de diámetro y 26 cm. de longitud con un recubrimiento de concreto de 2cm. Una varilla de acero inoxidable de 1.5 cm de diámetro y 15 cm de longitud hacia la función de contra-electrodo en las pruebas de RPL.

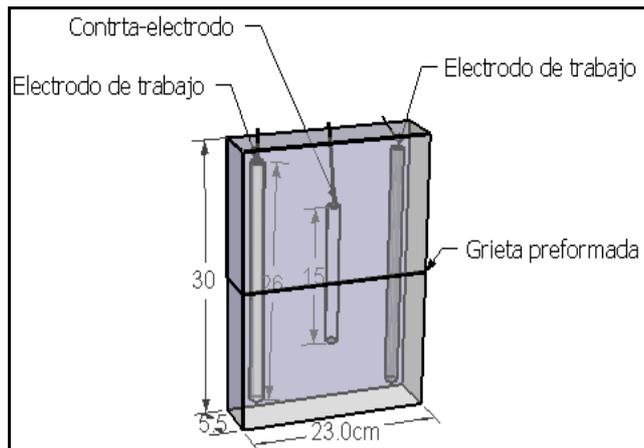


Figura 3-1 Especímen estudiados en la fase I.

A cada electrodo se le colocó un cable de cobre que salía del espécimen y en las pruebas de potenciales de corrosión y RPL funcionaba como contacto eléctrico del acero. Para cada relación a/c de 0.3, 0.4, 0.5 y 0.6 se elaboraron 5 especímenes con anchos de grieta preformadas de 0.0, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4mm, esto se logró colocando una hoja de goma, y posteriormente se retiraba para dejar la grieta del espesor requerido.

3.1.4. Equipo utilizado para las pruebas electroquímicas

En los especímenes expuestos en el ambiente marino natural se realizaron anualmente dos tipos de pruebas electroquímicas. La toma de lecturas de potenciales de corrosión con el método de la media celda (figura 3-2) se realizó con un multímetro de alta impedancia y un electrodo de referencia tipo calomel.

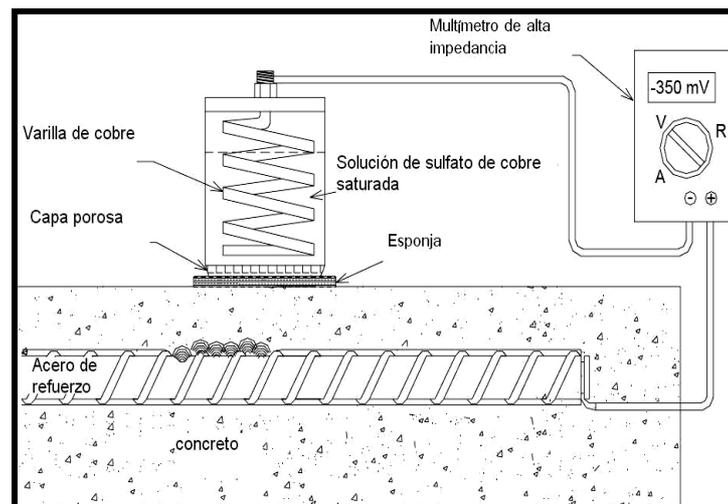


Figura 3-2 Esquema de una prueba E_{corr}

Fuente: Montes, 2003

La prueba de resistencia la polarización lineal, para medir la densidad de corrosión, se realizó de acuerdo al esquema de la figura 3-3. El equipo utilizado para realizar esta prueba fue un potenciostato CMS 105 de GAMRY Instruments, y un electrodo calomel fue utilizado como referencia.

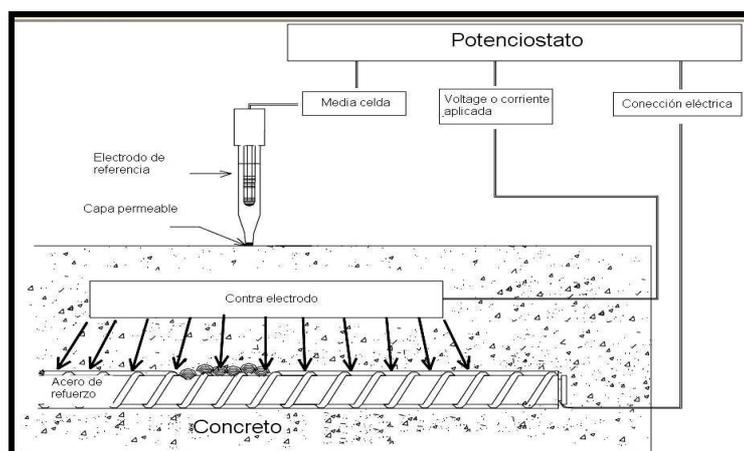


Figura 3-3 Arreglo de equipo para prueba de RPL

Fuente: Montes, 2003

3.2. FASE II Estudio en un ambiente marino simulado

Con base en los resultados de potenciales y densidades de corrosión obtenidos en la fase I se aisló el fenómeno observado en los concretos con bajas relaciones a/c y se propuso la fase II para evaluar a corto plazo el efecto del agrietamiento del concreto en la corrosión del acero de refuerzo en concreto en mezclas con relaciones a/c de 0.41 y 0.48 (tabla 3-4). Además incluyó el estudio del efecto del agrietamiento en la corrosión de concreto que contenía 20% de arcilla como sustituto parcial del cemento con el propósito de promover el ahorro energético. Debido a lo novedoso de la propuesta fue necesario evaluar las propiedades de este concreto en estado fresco y endurecido. Para tal efecto se realizaron pruebas de revenimiento, peso volumétrico, contenido de aire, temperatura y resistencia a la compresión, todo de acuerdo a la normatividad vigente.

Tabla 3-4 Diseño experimental de la fase II.

Diseño	Ancho de grieta	Relación a/c	Arcilla (%)	Especímenes	Respuesta
ACI	0	0.48	0	2	E_{corr} Inspección Visual,
			20	2	
	0.2	0.48	0	2	
			20	2	
HPC	0	0.41	0	2	
			20	2	
	0.2	0.41	0	2	
			20	2	

3.2.1. Caracterización de materiales

Los agregados a utilizar en la fabricación del concreto se caracterizaron de acuerdo a la norma ASTM C 33, los resultados se presentan en la tabla 3-5, estos parámetros se utilizaron en los diseños de mezclas.

Tabla 3-5 Resultados de la caracterización de materiales.

Material	Densidad (kg/m ³)	Humedad (%)	Abs (%)	TMA (mm)	MF (Adimensional)
Agua	1000				
Cemento	2900				
Arena	2650	2.5	2.36		2.83
Grava	2580	0.28	1.04	19	
Arcilla	2590				

La arcilla extraída del banco de material de Ajalpan, Tehuacán, Puebla se disgregó hasta obtener un tamaño de 150 µm. En esta condición se adicionó a la mezcla de concreto en un 20% como sustituto parcial del cemento Pórtland. La composición química en óxidos mayores de la arcilla se presenta en la tabla 3-6.

Tabla 3-6 Composición química de la arcilla utilizada

Compuesto	%
Óxido de manganeso (MnO)	0.11
Óxido de sodio (Na ₂ O)	1.57
Pentóxido de fósforo (P ₂ O ₅)	0.12
Perdida por calcinación (PxC a 950 °C)	16.38
Sílice (SiO ₂)	49.1
Óxido de titanio (TiO ₂)	0.45
Alumina (Al ₂ O ₃)	12.56
Óxido de calcio (CaO)	11.48
Fierro total (Fe total)	2.85
Óxido férrico (Fe ₂ O ₃)	3.92
Óxido ferroso (FeO)	0.14
Óxido de potasio (K ₂ O)	1.91
Óxido de magnesio (MgO)	1.75

Fuente: Análisis de óxidos mayores realizado en el Servicio Geológico Mexicano

3.2.2. Diseño y proporcionamiento de mezclas

Las mezclas de concreto presentadas en la tabla 3-4 se diseñaron con los métodos de volúmenes absolutos del ACI (ACI 211, 1993) y HPC (Mehta, 1990). Los proporcionamientos para los concretos se resumen en la tabla 3-7 indicando en cada caso si la mezcla contiene arcilla como sustituto parcial o solo cemento.

Tabla 3-7 Proporcionamiento de materiales para las mezclas de concreto.

Diseño	a/c	Arcilla (%)	Cemento (kg)	Arcilla (kg)	Agua (kg)	A. grueso (kg)	A. fino (kg)	Aditivo ml
ACI	0.48	0	420.8	0	202	942.7	707.5	
		20	336.6	84.1	202	942.7	699.6	400
HPC	0.41	0	437.3	0	179	974	722	250
		20	353.8	79	179	974	722	315

3.2.3. Diseño y elaboración de especímenes

En la fase II se elaboraron especímenes de concreto de 10 x 15 x 90 cm, armados con dos varillas de acero al carbono (electrodos de trabajo) de 0.95 cm (3/8") x 82cm. de longitud y una varilla de acero inoxidable (contra-electrodo) de 0.64 cm (1/4") x 30 cm. (figura 3-4).

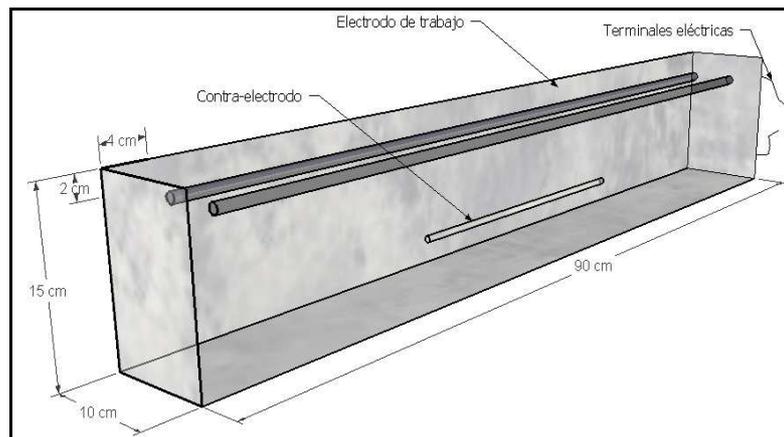


Figura 3-4 Dimensionamiento de los especímenes estudiados en la fase II.

Se elaboraron cuatro mezclas de concreto, dos de las cuales contenían 20% de arcilla como sustituto parcial de cemento (tabla 3-7). De cada mezcla de concreto se elaboraron 4 especímenes (figura 3-5) con dos electrodos de trabajo de tal manera

que para cada sistema (con y sin agrietamiento) se contara con 2 réplicas. El sistema con agrietamiento (CR) en promedio mantuvo grietas con un espesor de 0.2mm.



Figura 3-5 Especímenes elaborados en la fase II.

En la tabla 3-8 se presenta un resumen de los especímenes preparados para la fase II, con su respectiva nomenclatura indicando los especímenes sin y con agrietamiento (CR).

Tabla 3-8 Nomenclatura utilizada para identificar las vigas en la fase II

Método	a/c	Arcilla (%)	Vigas	Sistema sin agrietamiento		Sistema con agrietamiento	
ACI	0.48	0	4	ACI 1	ACI 2	ACI CR 1	ACI CR 2
		20	4	ACI 20-1	ACI 20-2	ACI 20-CR 1	ACI -20 CR 2
HPC	0.41	0	4	HPC 1,	HPC 2	HPC CR 1	HPC CR 2
		20	4	HPC 20-1	HPC 20-2	HPC 20- CR 1	HPC-20 CR 2

La nomenclatura usada para cada una de las vigas que conformaron los sistemas con y sin agrietamiento tiene la siguiente interpretación: ACI: concreto diseñado con el método de volúmenes absolutos con una relación a/c de 0.48; HPC: concreto diseñado con el método propuesto por Mehta y Aticin (Metha, 1990) con una relación a/c de 0.41; 20: contiene arcilla en un 20% como sustituto parcial de cemento; CR: viga con agrietamiento y **1, 2**: número de viga en el sistema sin esfuerzo o con esfuerzo

3.2.4. Acondicionamiento de especímenes de la fase II y exposición al ambiente simulado

En la figura 3-6 se muestra la forma en que se aplicaron las cargas concentradas a la viga mediante el uso de una prensa hidráulica que les provocaba flexión simple (figura 3-6 inciso a y b), y en la zona a tensión inducía grietas que al incrementarse la carga más allá de la de ruptura, éstas aumentaban de espesor. Las cargas máximas a las que se sometieron las vigas fueron aquellas que generaban en la zona a tensión una grieta con un espesor aproximado de 0.2mm (figura 3-6 inciso c).



a) Montaje de la viga en la prensa



b) Detalle del apoyo de la viga



c) Grieta inducida de 0.2mm



d) Ajuste de las prensas

Figura 3-6 Acondicionamiento del sistema con agrietamiento

Cuando el ancho de grieta fue de 0.2mm, se registraba la carga, se retiraba la viga de la prensa hidráulica y se llevaba al área de carga permanente, en donde por medio de una prensa manual (figura 3-6 inciso d) se aplicaba una presión en sus

extremos hasta alcanzar el ancho de grieta mencionado y así obtener dos sistemas uno sin agrietamiento y otro con agrietamiento (CR) figura 3-7.



a) Sin agrietamiento

b) Con agrietamiento (CR)

Figura 3-7 Sistemas de estudio en la fase II.

En todas las vigas se colocó un contenedor de acrílico (figura 3-8) con una solución de cloruro de sodio al 3.5 % para simular el ambiente marino.

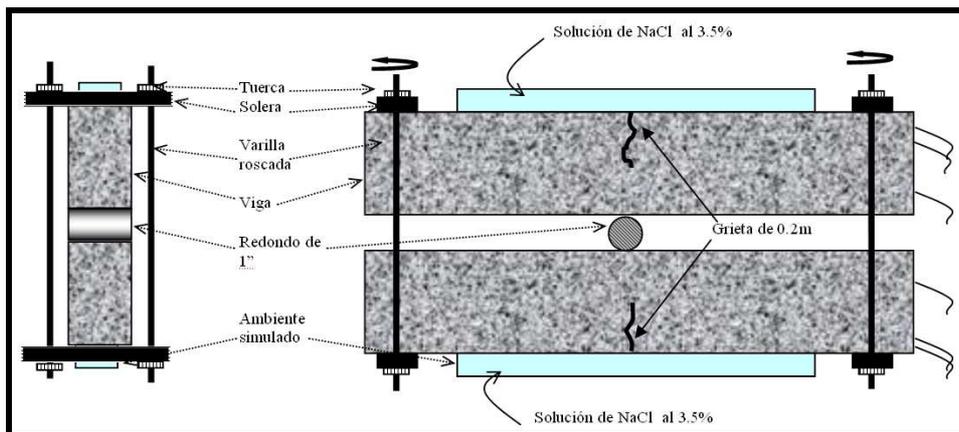


Figura 3-8 Esquema del sistema de vigas con agrietamiento

3.2.5. Equipo utilizado para el estudio de la corrosión en la fase II

Después de que los especímenes de concreto se acondicionaron de acuerdo al esquema de exposición de la figura 3-8, se tomaron diariamente lecturas de potenciales de corrosión (ASTM C 876) con un potencióstato de alta impedancia marca GAMRY Inc., y una media celda de cobre/sulfato de cobre (figura 3-9).

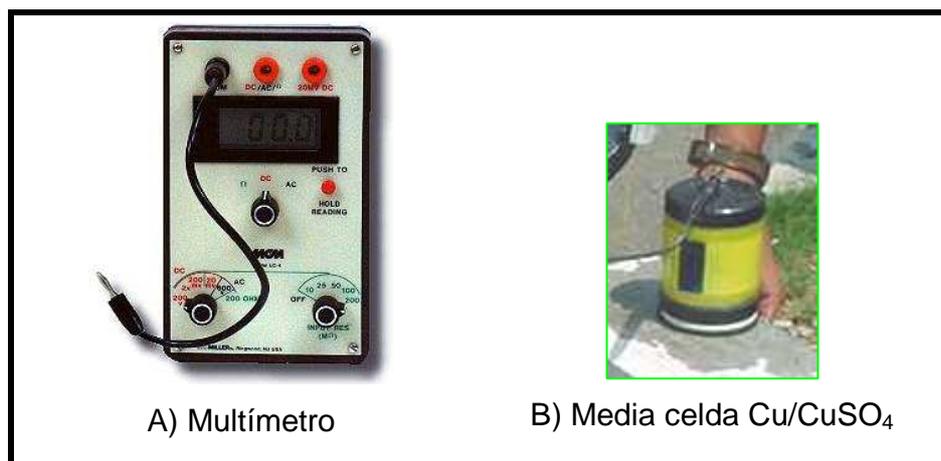


Figura 3-9 Equipo utilizado en la fase II

La conexión realizadas en la prueba de lecturas de potenciales de corrosión con una media celda de cobre/sulfato de cobre, fueron: el polo negativo del multímetro se conecto a la media celda y el polo positivo al acero de refuerzo de acuerdo al esquema de la figura 3-2.

Resultados

4. Resultados

En este capítulo se presentan los resultados de las pruebas de potenciales de corrosión, densidad de corrosión e inspección visual realizada a los especímenes de la fase I. También se reportan los resultados de potenciales de corrosión, pruebas del concreto en estado fresco y endurecido del concreto utilizado en la fase II.

4.1. Resultados de la fase I

4.1.1. Potenciales de corrosión

Como se menciona en la metodología en los especímenes expuestos al ambiente marino natural en la bahía de Treat Island, Canadá, se realizaron anualmente pruebas de potenciales de corrosión (vs electrodo calomel). En las figuras 4-1, 4-2, 4-3, 4-4 y 4-5 se presentan los resultados, incluyendo líneas horizontales las cuales indican los límites de -126, -276 y -426 mV que clasifican el riesgo de corrosión en el espécimen, como bajo, medio, alto y corrosión severa, de acuerdo a la tabla 2-4.

Los resultados indican que en concretos con relaciones a/c bajas, se espera menor probabilidad de corrosión (figura 4-1). Antes del tercer año los concretos con relación a/c de 0.3 y 0.4 tuvieron menor probabilidad de corrosión a diferencia de los concretos con relación a/c de 0.5 y 0.6. Sin embargo debido a la constante exposición del espécimen a cloruros, en el cuarto año de exposición los cuatro concretos se clasificaron con un riesgo de corrosión severa.

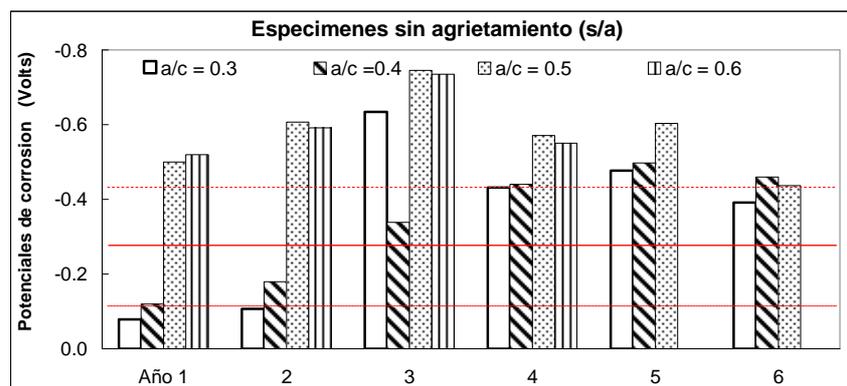


Figura 4-1 E_{corr} en concretos con relación a/c

En la gráfica de la figura 4-1 se observa que prácticamente para todas las relaciones a/c hay bajas probabilidades de corrosión a edades tempranas (1 o 2 años), posteriormente, hay un incremento en las probabilidades a edades intermedia (3 y 4 años) y finalmente disminución al termino del experimento. Este comportamiento puede ser debido a la disminución de la actividad corrosiva por el cambio en las condiciones del micro-ambiente que rodea a las varillas, por ejemplo, presencia de productos de corrosión, que disminuyen la actividad evitando el libre flujo de los iones involucrados en el proceso de corrosión.

En relación con el efecto del agrietamiento en la probabilidad de corrosión se tiene que para los especímenes de concreto preparados con relación a/c de 0.3 se presentó una diferencia considerable en los potenciales de corrosión entre los agrietados y no agrietados en los dos primeros años de estudio.

En este caso, para el primer año de exposición en el espécimen sin agrietamiento la corrosión se incrementó con el tiempo, por esta razón en el primer y segundo año la probabilidad de corrosión en este espécimen fue menor del 10% y para el quinto año quedó clasificada como corrosión severa. A diferencia del espécimen anterior, en los especímenes con agrietamiento desde el primer año de exposición se presentó una probabilidad de corrosión del orden de 90%, y en algunos casos puede clasificarse como corrosión severa.

La existencia de grietas en este tipo de concreto permitió la temprana presencia de cloruros, oxígeno y agua en la superficie de las varillas, esta combinación elevó el potencial de corrosión hasta el límite de pronosticar una corrosión severa desde el primer año de exposición para los especímenes con agrietamiento de 0.1, 0.2, 0.3, 0.4 mm (figura 4-2). Existen antecedentes en los que se corrobora la presencia de corrosión del acero de refuerzo para valores de potenciales menores a -300 mV vs Cu/CuSO₄ (-226 vs calomel) (Guzmán, 2006).

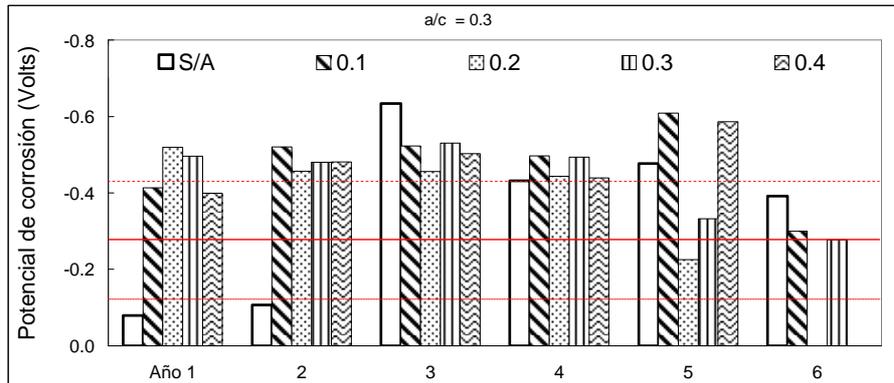


Figura 4-2 E_{corr} en especímenes con relación a/c de 0.3

Algo similar ocurrió en los especímenes de concreto con relación a/c 0.4, en donde la corrosión del acero de refuerzo se desarrolló con mayor rapidez en aquellos que tenían agrietamiento, incluso estos últimos presentaron corrosión severa desde el primer año de exposición (figura 4-3) a diferencia del espécimen sin agrietamiento que durante el primer año presentó un riesgo de corrosión menor al 10% y para el segundo año quedó clasificado con incertidumbre de corrosión.

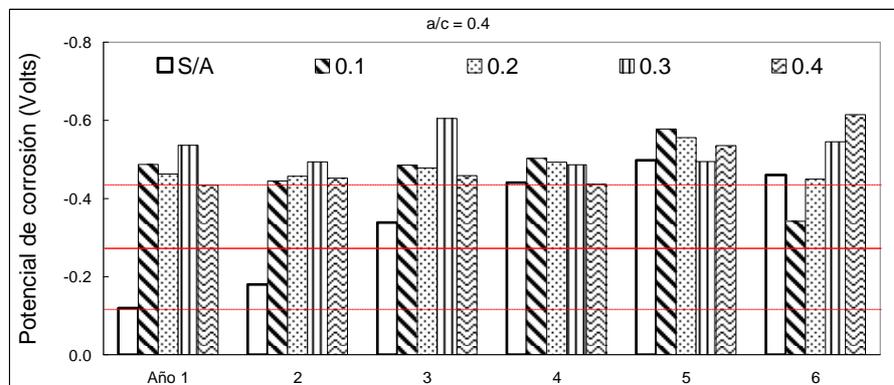


Figura 4-3 E_{corr} en especímenes con relación a/c de 0.4

En los especímenes de concreto con relación a/c de 0.5 la corrosión del acero de refuerzo se desarrolló rápidamente desde el primer año de exposición en todos los especímenes tanto con agrietamiento como sin agrietamiento (figura 4-4).

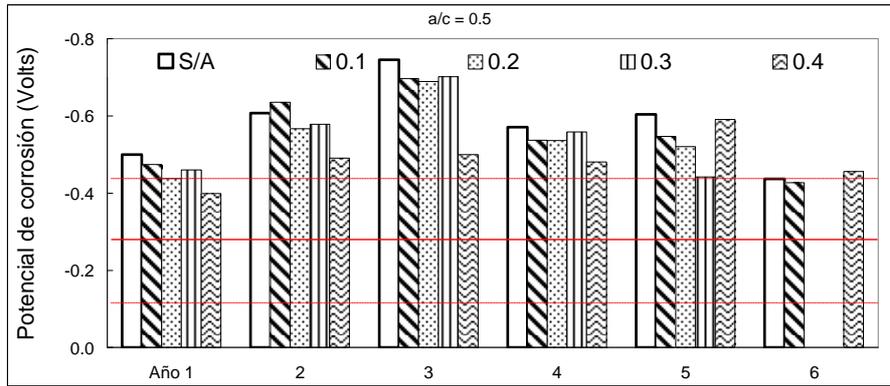


Figura 4-4 E_{corr} en especímenes con relación a/c de 0.5

De hecho las probabilidades de corrosión fueron mayores para los especímenes no agrietados en prácticamente todos los años.

Para este tipo de concreto no todos los especímenes lograron permanecer durante el periodo monitoreo y en los especímenes con agrietamiento, por ejemplo para anchos de grieta de 0.2 y 0.3mm no se registró el potencial de corrosión en el ultimo año de prueba debido al severo deterioro del mismo (Ver inspección visual en la tabla 4-4).

La mayor relación a/c de este concreto no permite que los especímenes concreto completen el tiempo de prueba, esto como consecuencia que para protección contra la corrosión del refuerzo en concreto expuesto a sales descongelaentes, agua salobre o agua de mar la relación a/c máxima a usar es de 0.4 (Kosmatka, 2004)

En especímenes de concreto con relación a/c de 0.6 la corrosión se desarrolló en forma severa en todos los especímenes desde el primer año de exposición (figura 4-5). Todo esto ocasionó que en el quinto año se registraran los potenciales solamente para el concreto con 0.3 mm de ancho de grieta y que en el sexto año de exposición no se registrara el potencial de los especímenes debido a la pérdida total de éstos por efecto de la corrosión y desintegración del concreto.

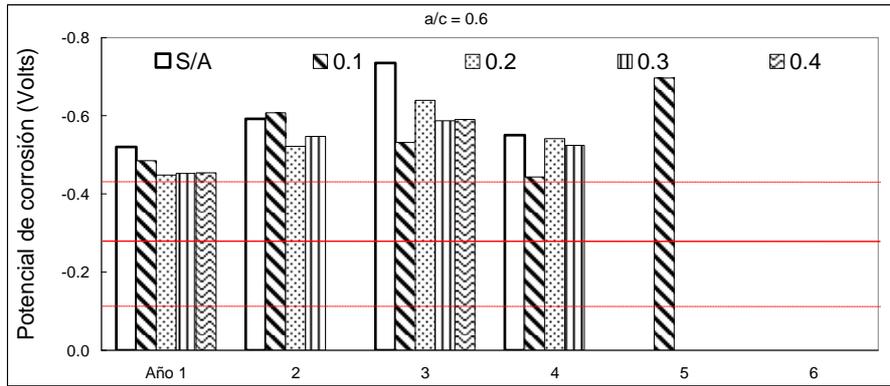


Figura 4-5 E_{corr} en especímenes con relación a/c de 0.6

Como conclusión se tiene que para el caso de los concretos con relaciones a/c de 0.5 y 0.6 el agrietamiento no es el único acceso para los cloruros, oxígeno y agua, pues debido a las altas relaciones a/c los poros en el concreto se mantienen conectados y desarrollan una red que eleva su permeabilidad.

Para concretos con relación a/c de 0.3 y 0.4 el agrietamiento aumenta la probabilidad de corrosión en los primeros cuatro años de exposición esto se observa en las a/c de 0.5 y 0.6, no se observa el efecto de la presencia de grietas en el potencial de corrosión. En el caso de los espesores de grieta se encontró ligeramente definido un patrón que indica que en concreto con relación a/c de 0.3 y 0.4 las grietas de 0.1 mm, 0.2 mm, 0.3 mm aumentan la probabilidad de corrosión en comparación con la grieta de 0.4 mm, esto se puede observar en las gráficas de las figuras 4-2 a la 4-5.

4.1.2. Densidad de corrosión

El método de resistencia a la polarización lineal se empleó para evaluar la densidad de corriente (I_{corr}) y calcular la densidad de corrosión (i_{corr}), esta última se graficó contra el tiempo de exposición y se presenta en las figuras 4-6, 4-7, 4-8 y 4-9. La interpretación del i_{corr} se hizo de acuerdo a la tabla 2-5 en donde se indica una alta velocidad de corrosión para valores mayores a $1 \mu A/cm^2$ (Brommfiel, 1997).

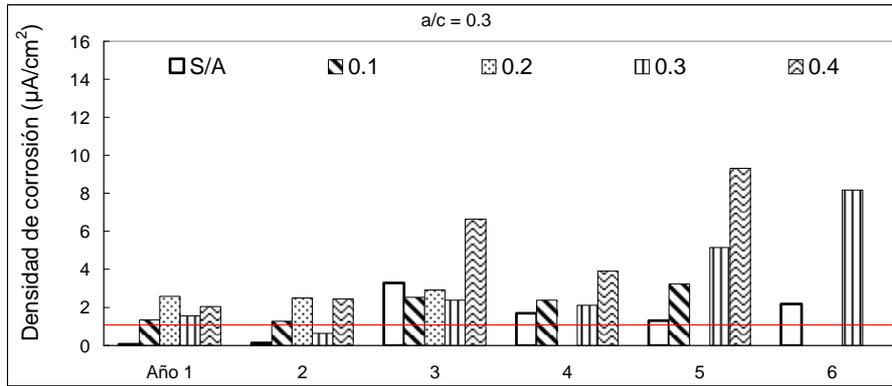


Figura 4-6 I_{corr} en especímenes con relación a/c de 0.3

La densidad de corrosión en concretos con relación a/c de 0.3 (figura 4.6) fue menor en el espécimen sin agrietamiento durante los dos primeros años; esto concuerda con los resultados de potenciales de corrosión para estos especímenes. Lo anterior indica que hasta el tercer año se activó la corrosión del acero en el espécimen sin agrietamiento.

Para los especímenes con relación a/c 0.4 (figura 4-7) la existencia del agrietamiento promueve las condiciones necesarias para el inicio de la corrosión en el acero, la cual se presentó desde el primer año, mientras que en el espécimen sin agrietamiento presentó corrosión activa hasta el tercer año, esto corrobora las lecturas de potenciales corrosión para este tipo de concreto.

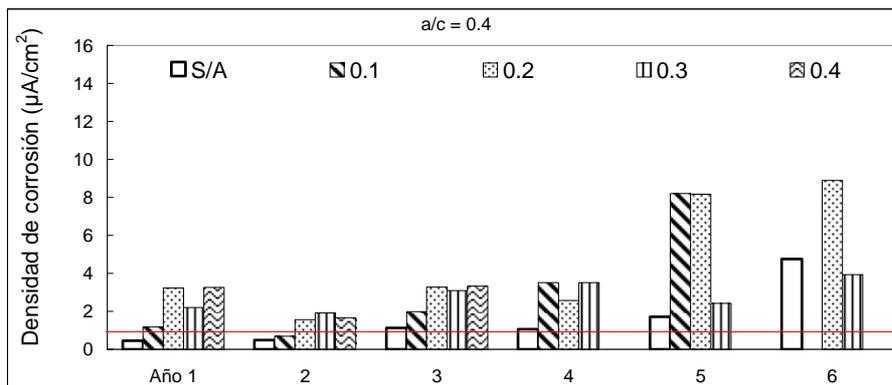


Figura 4-7 I_{corr} en especímenes con relación a/c de 0.4

En concretos con relación a/c de 0.5 (figura 4-8) el espécimen sin agrietamiento y los especímenes con agrietamiento presentaron un i_{corr} mayor a $1\mu A/cm^2$ a partir del primer año de exposición, este i_{corr} indicó una corrosión esperada en un periodo de 2 – 10años (tabla 2-5), confirmándose con los resultados de inspección visual que se presentan en la siguiente sección.

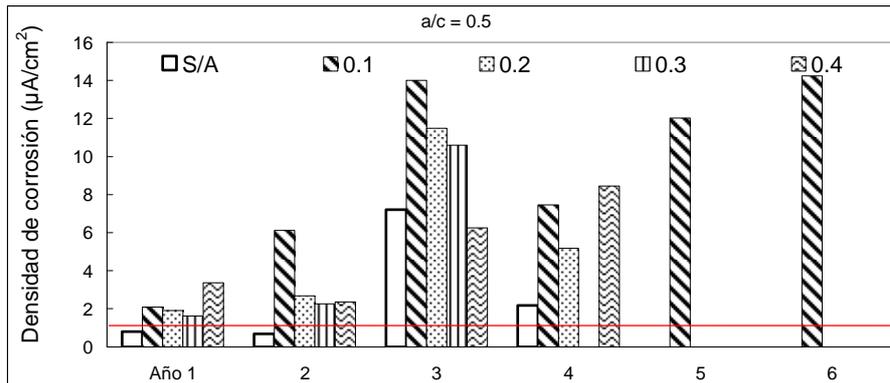


Figura 4-8 i_{corr} en especímenes con relación a/c de 0.5

Otro aspecto importante en este concreto es el deterioro de ciertos especímenes a partir del cuarto año como es el que tenía un ancho de grieta de 0.3; para el quinto y sexto año los especímenes sin agrietamiento y con anchos de grieta de 0.2, 0.3, 0.4 mm estaban destruidos por el daño a causa de la corrosión del acero y deterioro del concreto.

Los especímenes de concreto con relación a/c de 0.6, presentaron potenciales y densidad de corrosión alta (figura 4-9) este comportamiento se observó tanto en especímenes agrietados como no agrietados. Durante el primer año la densidad de corrosión más alta se presentó en los especímenes con agrietamiento de 0.4mm, sin embargo, en años posteriores fue mayor para aquellos sin agrietamiento.

En este caso la calidad del concreto no restringe a la grieta como único acceso de oxígeno, agua y cloruros, en sí, toda la matriz permite el acceso de los agentes mencionados a través de los poros; por esta razón desde el primer año todos los especímenes tenían una densidad de corrosión mayor a $1\mu A/cm^2$, la cual se incremento con el paso de los años. Una posible explicación a la menor densidad de

corrosión en concreto agrietado puede ser que en el concreto no agrietado los productos de la corrosión se acumulan generando fuerzas de tensión que destruyen al espécimen. Mientras que en el concreto agrietado dichos productos son removidos a través de las grietas por el agua de mar durante la acción de la marea.

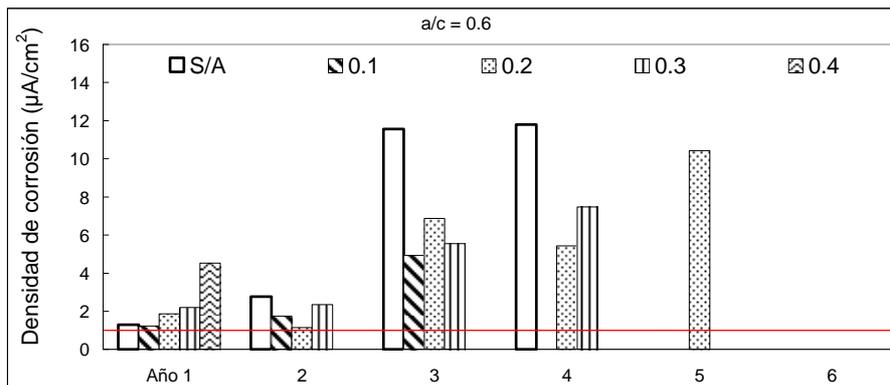


Figura 4-9 I_{corr} en especímenes de concreto con relación a/c de 0.6

Se puede decir que los concretos con relación a/c de 0.3 y 0.4, sin agrietamiento, presentan densidades de corrosión menores respecto a los que si tienen agrietamiento, ratificando que la presencia de grietas tiene efecto en el desarrollo de la corrosión del acero. Sin embargo, en concretos con relación a/c de 0.5 y 0.6 ya no se observa este efecto.

4.1.3. Inspección visual.

Los resultados de inspección visual son una prueba fehaciente del estado real de los especímenes. En caso de existir manchas o productos de corrosión, sería la evidencia física de la existencia de corrosión en el acero, por esta razón la superficie de los especímenes se inspeccionó anualmente y se registró la existencia de manchas o grietas por corrosión y deterioro del concreto. Un resumen de este registro se presenta en la tabla 4-1.

Tabla 4-1 Registro de inspección visual.

a/c	Grieta (mm)	Periodo de estudio (Año)					
		1	2	3	4	5	6
0.3	s/a				√	A,HC	
	0.1				A,B,HC,CD	A,B,HC,CD	
	0.2				A,B,HC,HG	A,B,HC,HG	
	0.3				CD,HG	A,B,HC,CD	
	0.4				A, B ,CH	A,B,HC	
0.4	s/a				√	A,HC	
	0.1				A,B,HG,HC	A,B,HC	
	0.2				A,HG,HC	A,B,HC	
	0.3				HG	A,B,HC	
	0.4				A,B,HG,HC	A,HC,HG	
0.5	s/a				CD	A,B,HC,CD	
	0.1				A,HG,CD	A,HC,HG,CD	
	0.2				HG,CD,DT	HG,CD	
	0.3				CD	HG,CD	
	0.4				A,B,HC	A,B,HC	
0.6	s/a				A,B	R	
	0.1				A,HC	A,B,HC,CD	
	0.2				HG	A,HC,HG	
	0.3				HG,CD	A,B,HC,CD	
	0.4				R	R	
√: Buen estado A: Grieta paralela a la barra a; B: Grieta paralela la barra b; CD: Concreto deteriorado				HG: Herrumbre en grietas preformadas HC: Herrumbre en grietas debidas a corrosión. R: Quebrado. DT: Pieza dañada debido a tormentas			

Fuente: Montes, 2003

Para el cuarto año de exposición el espécimen con relación a/c 0.3-s/a, se encontraba en buen estado de acuerdo a la inspección visual externa, a pesar de clasificarse con corrosión severa (en función de su E_{corr}) y tener una densidad de corrosión mayor a $1b \mu A /cm^2$. Por el contrario, los especímenes con agrietamiento tenían la evidencia física del deterioro causado por lo problemas de corrosión, esto ratificaba los resultados obtenido en las pruebas electroquímicas.

En el concreto con relación a/c de 0.4, los resultados de inspección visual indican que para el cuarto año de exposición el espécimen s/a se encuentra en buen estado, lo cual esta en desacuerdo con los resultados de potenciales y de densidad de corrosión. Sin embargo, en el caso de los especímenes con grietas preformadas,

tanto los resultados de inspección visual como los de pruebas electroquímicas indican un severo daño por problemas de corrosión.

Para los concretos con relación a/c de 0.5 y 0.6 los resultados de inspección visual mostraron daños severos por corrosión como son grietas en dirección del acero, herrumbre en grietas y piezas dañadas; esto independientemente de si existían grietas o no en el espécimen, indicando que existe relación entre estos resultados y la clasificación de corrosión severa y alta velocidad de corrosión de acuerdo a sus parámetros electroquímicos.

Para el quinto año de exposición indistintamente del la relación agua cemento, o de la existencia del agrietamiento, de acuerdo a los resultados de inspección visual, todos los especímenes presentan problemas de corrosión, incluso en algunos casos el daño es tal que no fue posible realizar las pruebas electroquímicas.

4.2. Resultados de la fase II

4.2.1. Pruebas del concreto en estado fresco

En la tabla 4-2 se presentan los resultados de las pruebas de revenimiento, peso volumétrico, contenido de aire y temperatura realizadas al concreto en estado fresco.

Tabla 4-2 Resultados de pruebas del concreto en estado fresco

Mezcla	a/c	Arcilla %	Revenimiento (cm.)	PV (kg/m ³)	Contenido de aire %	Temperatura (°C)
ACI	0.48	0	12.2	2383	3.0	20.5
		20	7.8	2353	3.2	19.0
HPC	0.41	0	19.7	2414	1.7	21.5
		20	3.6	2373	4.0	20.5

Los resultados en los concretos ACI-20% y HPC-20% el revenimiento fue menor debido a que durante el mezclado, las arcillas toman parte del agua, la atrapan y la liberan lentamente, entonces no toda el agua esta disponible para la hidratación del cemento, reduciéndose también el calor de hidratación. La densidad de la arcilla es

menor que el del cemento por esta razón cuando se hizo la sustitución de cemento por arcilla el peso volumétrico del concreto mezclado fue menor.

4.2.2. Resistencia a compresión

En la tabla 4-3 se presentan los valores de resistencia a compresión simple de las pruebas realizadas en cilindros de concreto de 10x20cm. Los resultados indican que la resistencia a compresión se incrementó cuando la relación a/c fue disminuyendo (Mays, 1992) y la resistencia a 7 días se ubicó entre el 60 y 80% de la resistencia a 28 días tal como lo indica Neville (1999). Los valores de resistencia a la compresión en los concretos ACI-20% y HPC-20% fueron menores respecto a su mezcla control ACI y HPC. Las edades de prueba y los porcentajes de diferencia de resistencia se indican entre paréntesis en la tabla 4-3.

Tabla 4-3 Resultados de resistencia a la compresión

Mezcla	Arcilla %	F'c (Kg/cm ²)			
		3 días	7 días	14 días	28 días
ACI a/c = 0.48	0	286 ± 6.1	310 ± 5.8	365 ± 9	380 ± 4.3
	20	183 ± 0.4 (37%)*	235 ± 3 (36%)	264 ± 4.6 (26%)	292 ± 5.4 (18%)
HPC a/c = 0.41	0	290 ± 0.5	347 ± 0.6	387 ± 1.5	481 ± 3.4
	20	108 ± 4.9 (55%)	236 ± 2.8 (30%)	292 ± 0.1 (27%)	311 ± 5.1 (37%)

* Los valores entre paréntesis indican el porcentaje de reducción en resistencia del concreto con arcilla respecto al concreto control a la edad indicada.

La diferencia de resistencia a compresión en los dos concretos fue mayor a 3 días que a 28 días. Es probable que el sílice contenido en la arcilla (49.1% de acuerdo a la tabla 3-6) reaccionó con el hidróxido de calcio resultado de la hidratación del cemento aumentando los compuestos de silicatos hidratados de calcio, y así el concreto adquirió mayor resistencia con el tiempo.

4.2.3. Potenciales de corrosión

Se midió periódicamente el potencial de corrosión del acero de refuerzo en especímenes de concreto de 10x15x90 cm, respecto a un electrodo de referencia de Cu/CuSO₄. Los datos se registraron y las gráficas se presentan en las figuras

subsecuentes, en ellas se indica la probabilidad de corrosión en función del potencial de corrosión (E_{corr}) de acuerdo a la tabla 2-4; esto es, la zona de incertidumbre cuando el E_{corr} se ubica entre -250mV y -350mV; una probabilidad de corrosión mayor al 90% para un E_{corr} entre -350mV y -500mV y finalmente un riesgo de corrosión severa para un E_{corr} menor a -500mV.

4.2.3.1. Efecto del tipo de concreto en los potenciales de corrosión

En la figura 4-10 se presenta la gráfica de los potenciales de corrosión de los especímenes ACI y HPC.

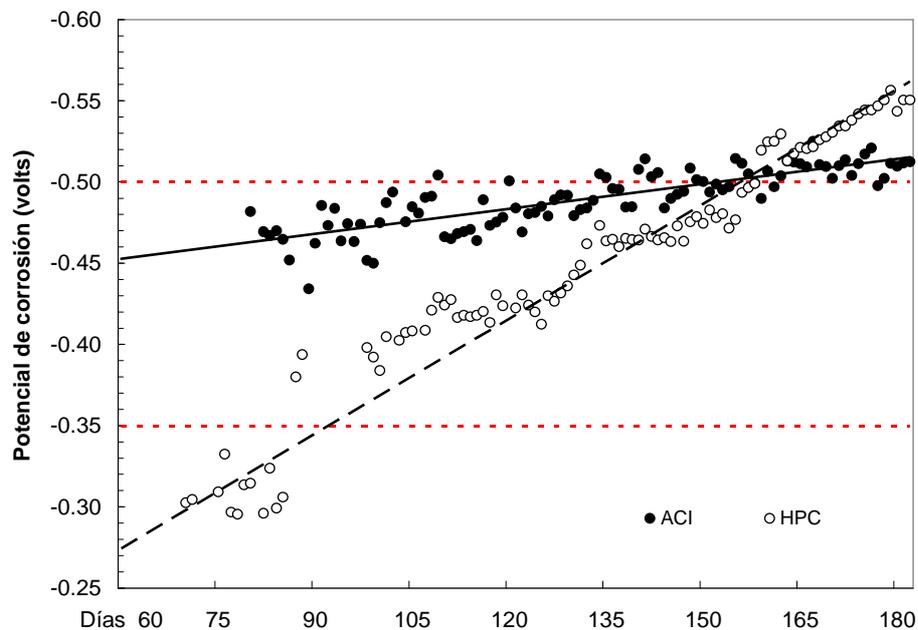


Figura 4-10 E_{corr} en especímenes ACI y HPC

La corrosión en el concreto ACI se desarrolló a una edad más temprana que en el HPC, prueba de esto es que en ACI se presentó un riesgo de corrosión mayor al 90% antes que en HPC; de igual forma los valores con riesgo de corrosión severa se registraron primero en ACI. Sin embargo, después de alcanzar el límite de corrosión severa, se registró en el espécimen HPC potenciales más altos que en el espécimen ACI. El comportamiento anterior es indicativo de que una vez iniciada la corrosión en el concreto HPC ésta se desarrolla a mayor velocidad que en ACI. Como lo indican las pendientes de las líneas de tendencia. Este comportamiento es razonable si se

toma en cuenta que los especímenes ACI tienen una relación a/c de 0.48 y los de HPC de 0.41. Además, debido al pequeño espesor de recubrimiento utilizado con el fin de acelerar la corrosión también era de esperarse que en cierto tiempo ambos concretos desarrollaran corrosión severa.

4.2.3.2. Efecto de la adición de arcilla natural en concreto diseñado con el método del ACI

En la figura 4-11 se observa que en los especímenes ACI y ACI 20, el potencial de corrosión se incrementó con el tiempo presentando una diferencia notable, dicha diferencia se mantuvo a lo largo de todo el experimento. Se encontró la sustitución de 20% de cemento por arcilla no disminuye el riesgo de corrosión del acero embebido en concreto, por el contrario, aumenta la probabilidad de dicho fenómeno, como se observa en la gráfica.

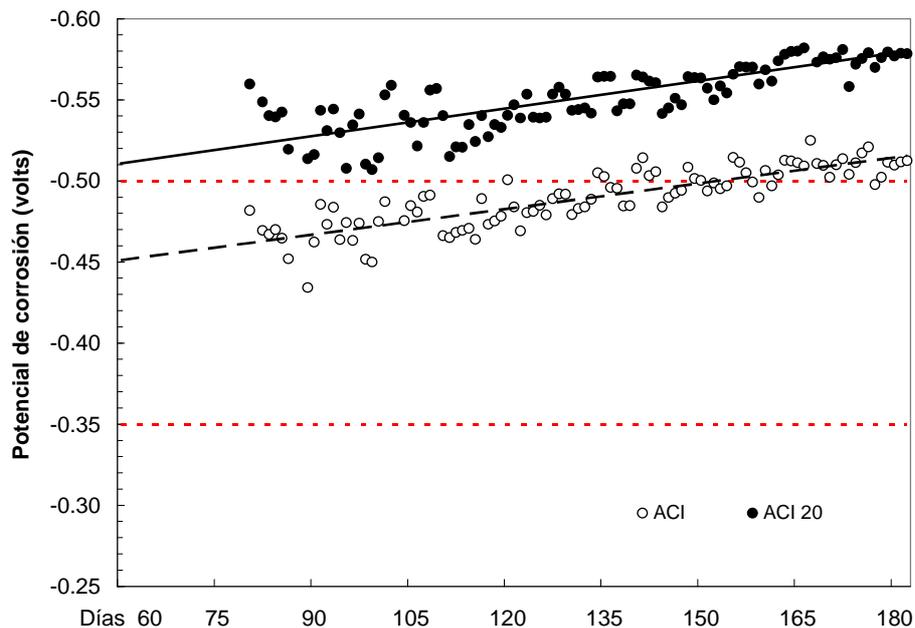


Figura 4-11 E_{corr} en especímenes ACI y ACI-20

En el espécimen ACI-20 el potencial representó un riesgo de corrosión antes de los 90 días de exposición a la solución de cloruro de sodio; mientras que en ACI fue hasta después de 140 días de exposición que presentó dicha condición. Esto sugiere

que la adición de arcilla natural no contribuye al mejoramiento de la microestructura del concreto (Martínez, 2007).

4.2.3.3. Efecto de la adición de arcilla natural en concreto diseñado con el método del HPC

En la gráfica de la figura 4-12 se presentan los potenciales de los especímenes de concreto de alto desempeño sin y con arcilla adicionada, HPC y HPC-20, respectivamente. La diferencia entre los potenciales de estos especímenes es de -200mV a 60 días de exposición y de -52mV a 160 días, indicando que la corrosión ocurre a una mayor velocidad en el concreto HPC que no contiene arcilla natural; sin embargo, los potenciales al inicio del experimento son significativamente bajos para el concreto que contiene arcilla. Lo anterior corrobora que el concreto HPC es más sensible que el ACI en lo referente a variaciones en los ingredientes de la mezcla. En este caso la adición de arcilla en el concreto no es favorable para disminuir el riesgo de corrosión ya que facilita el ingreso de diversos agentes presentes en el medio hacia el interior del concreto.

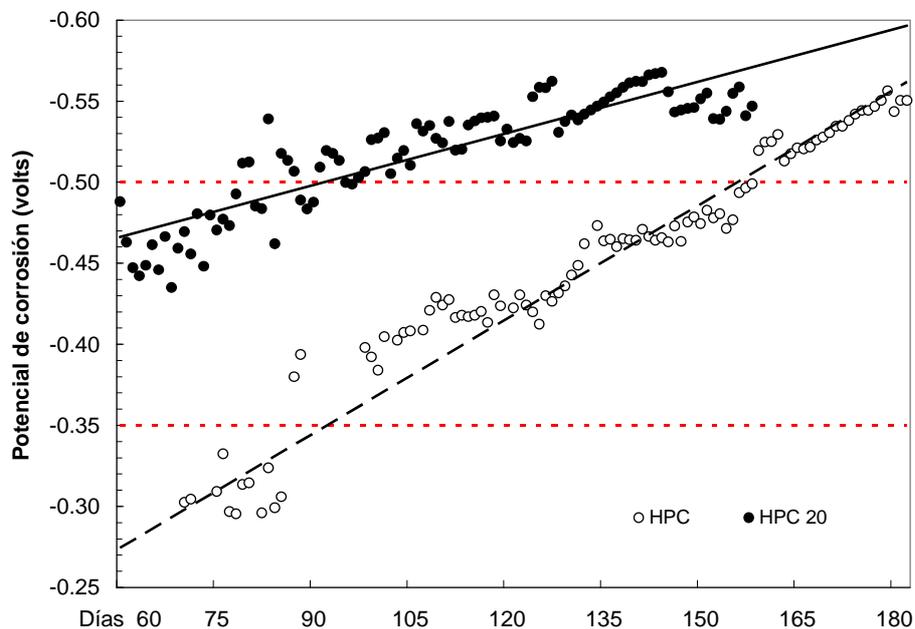


Figura 4-12 E_{corr} en especímenes HPC y HPC-20

Por ejemplo el espécimen HPC con 80 días de exposición se mantenía en el intervalo de incertidumbre del riesgo de corrosión, sin embargo, en el espécimen HPC-20 el potencial ya se clasificaba como riesgo de corrosión severa.

4.2.3.4. Efecto del agrietamiento en concreto diseñado con el método del ACI

Los resultados de los especímenes sin y con agrietamiento, ACI y ACI-CR, respectivamente, se presentan en la gráfica de la figura 4-13, en ella se observa que el potencial de corrosión del espécimen ACI-CR es ligeramente mayor que el de ACI, durante todo el periodo de exposición a la solución de cloruro de sodio. Es importante mencionar que la condición de corrosión severa se alcanzó a los 95 días de exposición en el espécimen ACI-CR, mientras que en ACI fue hasta después de 135 días.

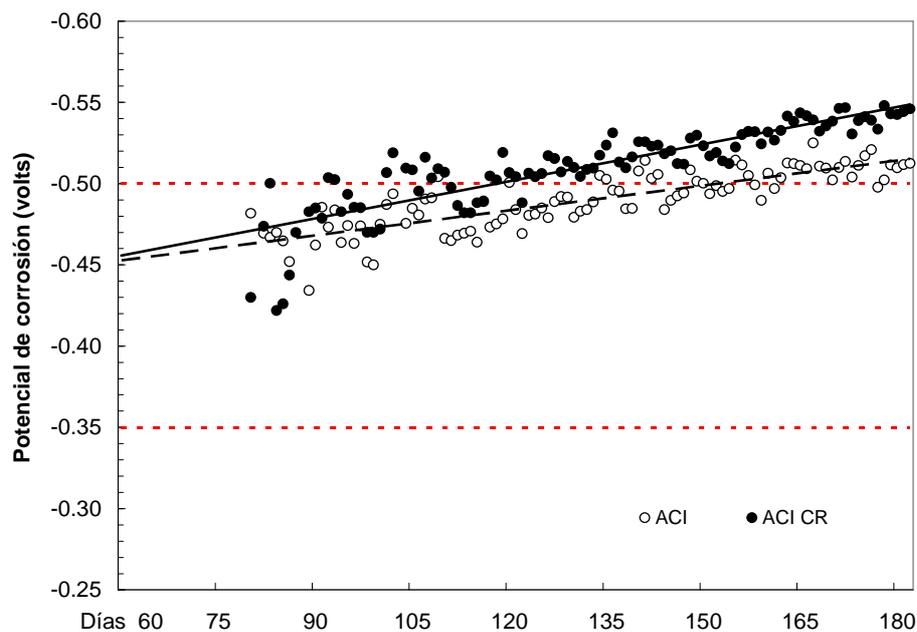


Figura 4-13 E_{corr} en especímenes ACI y ACI CR

La mayor probabilidad de corrosión que presentó el espécimen ACI-CR (figura 4-13) fue debida a la presencia de grietas de 0.2mm que permitieron el ingreso de iones cloruro (provenientes de la solución), oxígeno y agua, prácticamente desde el primer día de exposición, estableciendo las condiciones necesarias en la superficie del

acero para iniciar el proceso de corrosión; mientras que en el espécimen ACI fue necesario que estos agentes penetraran a través del concreto.

4.2.3.5. Efecto del agrietamiento en concreto diseñado con el método del HPC

En la figura 4-14 se presenta la gráfica de los potenciales de corrosión de los especímenes HPC (sin agrietamiento) y HPC-CR (con agrietamiento). En esta gráfica se observa que el riesgo de corrosión en HPC-CR fue mayor que en HPC. Al inicio del experimento el HPC se ubicó en un intervalo de incertidumbre, mientras que HPC-CR presentaba un riesgo de corrosión mayor al 90%. Las lecturas indican que, al igual que en el concreto preparado con el método ACI, en concreto HPC el agrietamiento modifica los potenciales de corrosión, haciéndolos más negativos, como se ha reportado en la literatura (Montes, 2003).

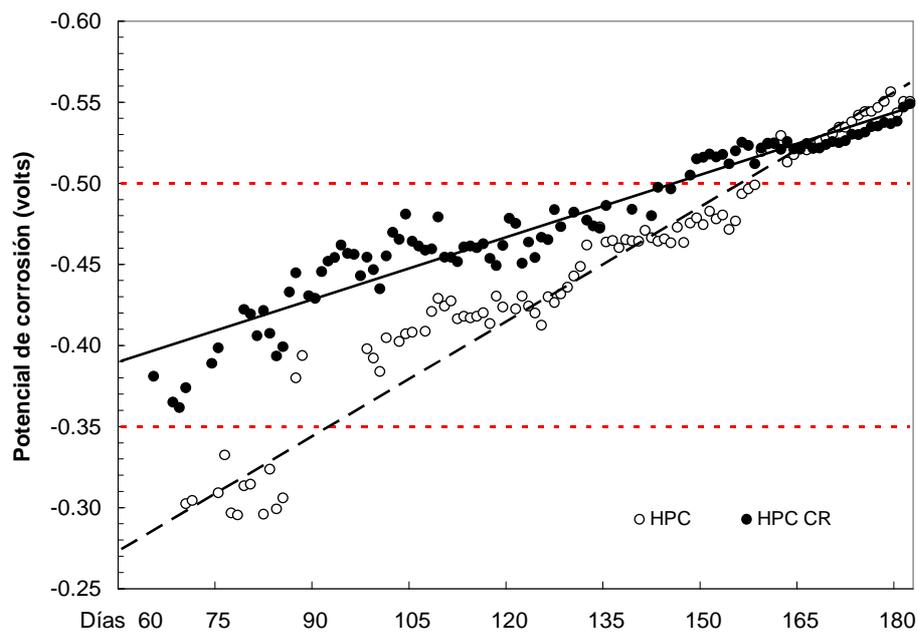


Figura 4-14 E_{corr} en especímenes HPC y HPC CR

4.2.3.6. Efecto del agrietamiento en concreto con arcilla natural diseñado con el método del ACI

Se estudió el efecto del agrietamiento en concreto con arcilla, la gráfica de los datos obtenidos se presenta en la figura 4-15, en ella se observa que el potencial de corrosión se incrementó con el tiempo, tanto en ACI-20 como en ACI-20 CR; también se observa que los potenciales del espécimen ACI-20 fueron ligeramente mayores que los del espécimen ACI-20 CR. Este comportamiento es contrario al supuesto, ya que se esperaba que el concreto agrietado tuviese valores más negativos de potenciales, debido a que por su estado, se establecen con mayor rapidez las condiciones necesarias para el desarrollo de la corrosión (figura 4-15).

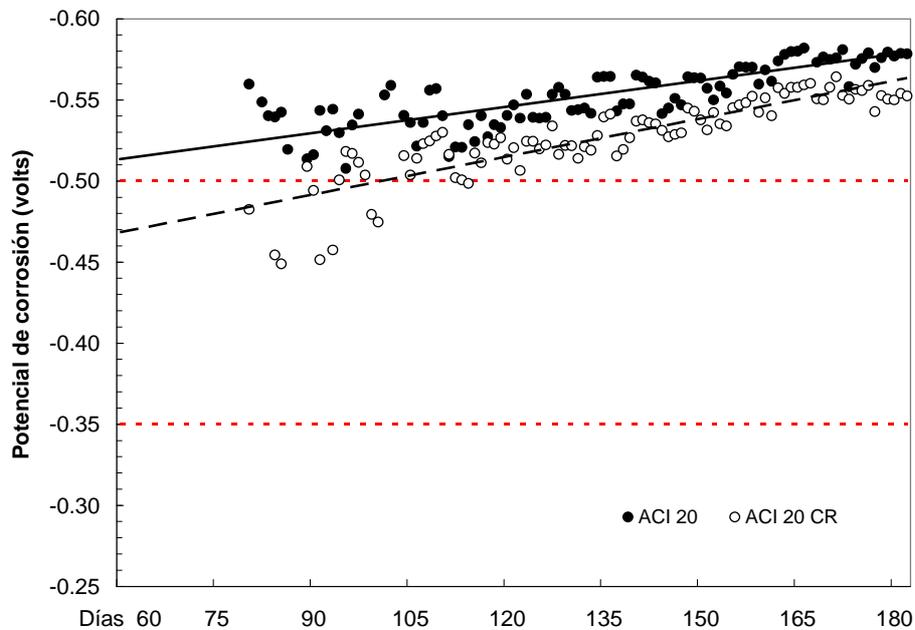


Figura 4-15 E_{corr} en espécimen ACI-20 y ACI-20 CR

4.2.3.7. Efecto del agrietamiento en concreto con arcilla natural diseñado con el método del HPC

En la gráfica de la figura 4-16 se presentan los potenciales de corrosión de los especímenes HPC-20 y HPC-20 CR, en ella se observa que, como se esperaba, los potenciales en HPC-20 CR son mayores que en HPC-20. Esto corrobora que la existencia de grietas en concreto HPC aumenta la probabilidad de corrosión.

Los resultados también comprueban que en un concreto con menor relación a/c es más sensible al agrietamiento (Montes 2003)

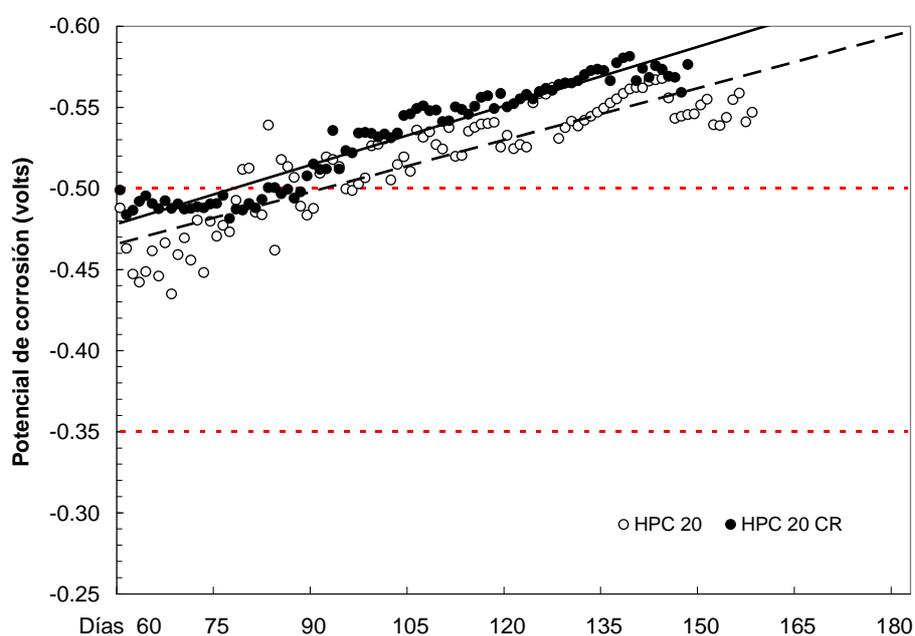


Figura 4-16 E_{corr} en especímenes HPC-20 y HPC-20 CR

4.2.3.8. Inspección visual

La inspección visual es una prueba fehaciente de la ocurrencia de un fenómeno en estudio, ya que identifica en primer plano, el aspecto del concreto y las condiciones del acero; ratificando la existencia de manchas, grietas, o productos de corrosión. En los especímenes de la fase II se hizo una inspección visual y los datos obtenidos se registraron en la tabla 4-4. la información se clasificó de acuerdo a la aparición de grietas debidas a los esfuerzos ocasionados por los productos de corrosión que se generan en dirección del acero de refuerzo y las manchas de corrosión de color

rojizo que aparecieron en la superficie del concreto, aunque no necesariamente en dirección del acero de refuerzo.

Tabla 4-4 Registro de inspección visual en la fase II

Espécimen	Grieta preformada	Grietas por corrosión	Manchas de corrosión	Productos de corrosión
ACI 1		X	X	X
ACI 2			X	
ACI 20-1			X	
ACI 20-2		X	X	X
ACI CR-1	X			
ACI CR-2	X	X	X	X
ACI 20 CR-1	X			
ACI 20 CR-2	X	X	X	X
HPC-1				
HPC-2		X	X	X
HPC 20 -1		X	X	X
HPC 20-2		X	X	
HPC CR-1	X			X
HPC CR-2	X		X	
HPC 20 CR-1	X			X
HPC 20 CR-2	X			X

En los resultados de inspección visual se observa que todos los especímenes tienen problemas de corrosión, iniciando con manchas (ACI 20 1 ACI 20 2 , ACI 1 y ACI 2), productos de corrosión (ACI 1, ACI 20 2 y HPC 20 1) o grietas en dirección del acero de refuerzo (ACI CR 2, ACI 20 CR 2, HPC 20 2 y HPC 20 1), inducida por los productos de corrosión como se indica en el reporte de inspección visual (tabla 4-4) y en el reporte fotográfica (figuras 4-17 y 4-18). Lo anterior valida los resultados obtenidos de las pruebas de potenciales de corrosión en las que se observa que todos los especímenes en la fase II tienen un valor de E_{corr} menor a $-500mV$, y quedaron clasificados con corrosión severa.

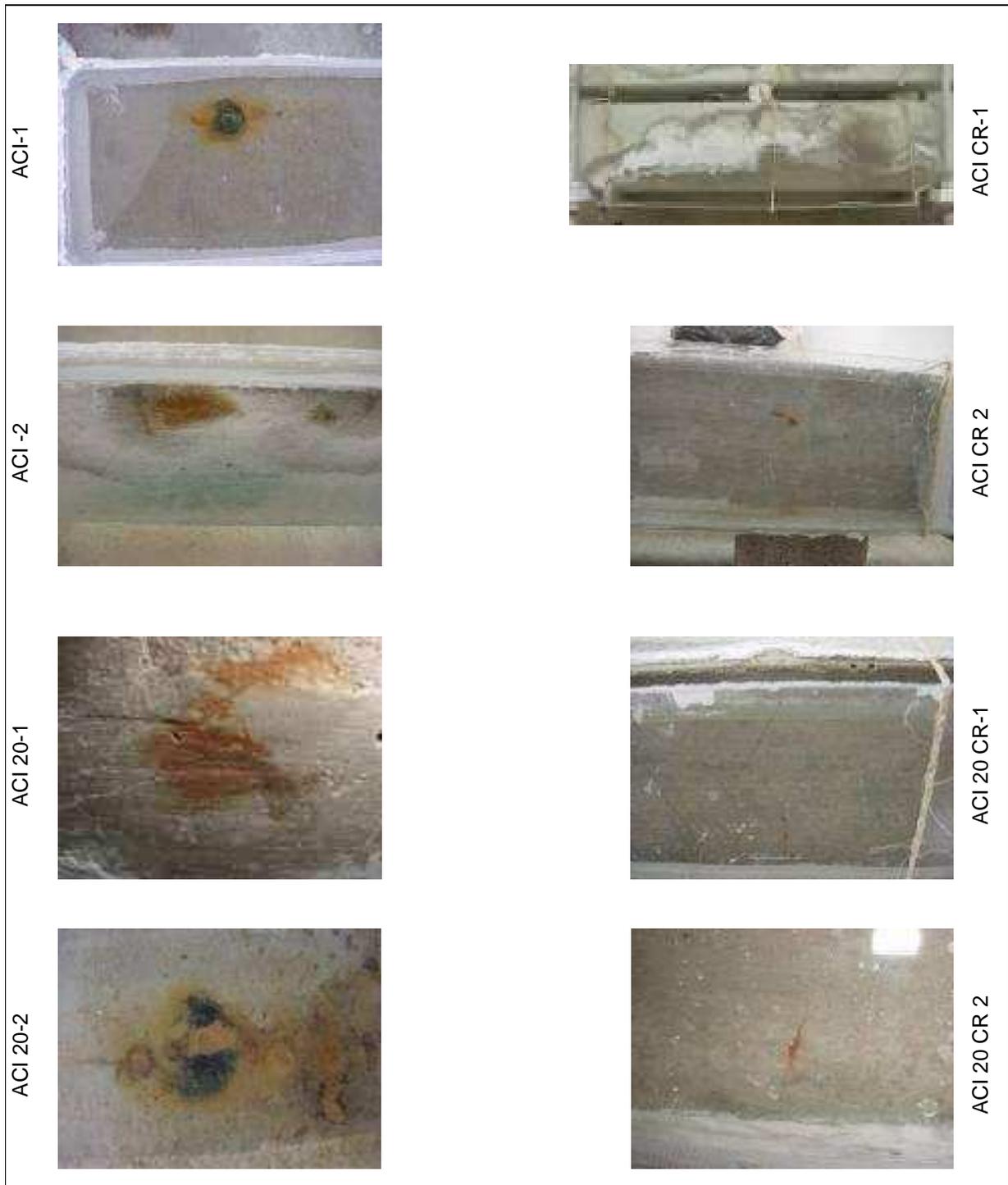


Figura 4-17 Reporte fotográfico de los especímenes ACI

En las figuras de 4-17 y 4-18 se muestra el claramente el daño en el concreto causado por la corrosión del acero de refuerzo, ya que se puede observar desde manchas en la superficie del concreto, como consecuencia de la formación de

productos de corrosión en la superficie del acero hasta productos de corrosión, que generan agrietamiento en dirección del acero de refuerzo. Con este registro de inspección visual se confirma el avanzado estado de corrosión en el que quedan clasificados los especímenes de acuerdo a sus valores de potenciales de corrosión.



Figura 4-18 Reporte fotográfico de los especímenes HPC

Discusión de resultados

5. Discusión de resultados

Efecto del espesor de grieta en la corrosión del acero de refuerzo (fase I)

El agrietamiento del concreto en la corrosión del acero de refuerzo tiene efecto en concretos con relación a/c 0.3, 0.4 durante los dos primeros años de exposición, esto se observa en su potencial y densidad de corrosión. Los agentes no pueden penetrar por la matriz de concreto debido a su composición y estructura de estos tipos de concretos, por lo tanto lo hacen a través de las grietas, en este caso se observa que no es el espesor de la grieta la que rige el paso de cloruros hacia el acero, sino su presencia como contacto directo entre el acero y el medio. Por esta razón tanto el potencial como la densidad de corrosión del espécimen s/a (control) son menores con respecto a los de especímenes con agrietamiento de 0.1, 0.2, 0.3, 0.4.

En concretos con relación a/c 0.5 y 0.6 la presencia de grietas no es la causa de que el potencial se clasifique como corrosión severa, esto con base en que todos los especímenes tienen potenciales de valor similar. En este caso el acceso de agua, oxígeno y cloruros, es a través de la red permeable de poros en la matriz del concreto y no se limita únicamente a ingresar a través de las grietas como sucede en los concretos con relación a/c de 0.3 y 0.4.

Efecto de la adición de arcilla en la resistencia a compresión (fase II)

En la fase II la resistencia a compresión en especímenes de concreto de 10x20cm con 20% de arcilla natural fue menor con respecto al control. En el concreto con relación a/c 0.48 la diferencia de resistencia fue de 37%, mientras que en concreto con relación a/c 0.41 fue de 55%, esto a una edad de tres días. A 28 días de edad la diferencia de resistencia en el concreto con relación a/c 0.48 y 0.41 fue de 18 y 37%, respectivamente.

Se observa que en los dos concretos la diferencia entre las resistencias obtenidas disminuye con el tiempo, indicando que el compuesto de sílice contenido en la arcilla comienza a reaccionar con el hidróxido de calcio producto de la hidratación del cemento.

Los resultados encontrados en este trabajo, contrastan con los resultados obtenidos por Anand et al (2006), quien reporta que sustituyendo metakaolín en 20% la resistencia es mayor respecto al control (tabla 5-1). Sin embargo, cabe mencionar que el metakaolin es una arcilla tratada a temperaturas mayores a 800°C, mientras que la arcilla natural utilizada no tuvo una inversión adicional de energía.

El comportamiento de esta arcilla, según los resultados, podrían tener un patrón similar al de la ceniza volante, pues tal como lo reporta Yoon (2006), quien hizo una sustitución de 20% de cemento por ceniza volante, encontró que en concretos con relaciones a/c de 0.50, 0.35, 0.31 la resistencia a compresión de 0 – 28 días es menor en concretos con la sustitución mencionada al compararse respecto al control. Sin embargo, a edades posteriores a 28 días la resistencia es mayor en concretos con ceniza volante (tabla 5-2), esto debido a la reacción secundaria del sílice con el hidróxido de calcio generado durante la hidratación del cemento.

El nivel de reemplazo utilizado en el presenten trabajo es alto, es posible que esta sea la razón de que no se observen los beneficios que la arcilla natural induce al concreto en cuanto a su resistencia a compresión a corto plazo.

Tabla 5-1 Resultados de resistencia a la compresión en concretos que contienen metakaolin

Concreto	Resistencia a compresión (Kg/cm ²)			
	3 días	7 días	14 días	28 días
OPC	316	424	550	663
OPC + 5 MK	347	490	602	693
OPC + 10 MK	359	547	646	734
OPC + 15 MK	285	601	714	816
OPC + 20 MK	266	440	581	683

Fuente: Anand et al., 2006

Tabla 5-2 Resultados de resistencia a la compresión en concretos que contienen ceniza volante.

Concreto	Resistencia a compresión (kg/cm ²)			
	7 días	28 días	90 días	180 días
0.50	258	317	387	415
0.50 + 20 CV	211	298	402	426
0.35	438	480	507	578
0.35 + 20 CV	381	468	533	580
0.31	503	566	619	643
0.31 + 20 CV	415	536	608	660

Fuente: Elaborado por el autor con datos de Yoon, 2006.

El análisis de los resultados de resistencia a la compresión es útil en general para evaluar las propiedades de concreto, y una disminución considerable es un indicativo de aumento en la porosidad de la matriz. Esto a su vez puede ocasionar un incremento en la permeabilidad a agentes agresivos que promuevan el deterioro del acero de refuerzo. Con base en lo anterior, la disminución de la resistencia a la compresión de concreto que contiene arcilla natural sugiere también la disminución en su resistencia a la corrosión; sin embargo, esto debe ser comprobado.

Efecto de la adición de arcilla en la probabilidad de corrosión (fase II)

En esta investigación se encontró que la sustitución de 20% de arcilla natural con la composición mostrada en la tabla 3-6 aumenta la probabilidad de corrosión en el acero de refuerzo, esto considerando que en 100 días de exposición el potencial para ACI-20 y HPC-20 es de -536mV (vs Cu/CuSO₄). Resultados similares fueron reportados por Yoon (2006) para concretos con a/c 0.5 conteniendo 20% de ceniza volante para 100 días de inmersión en una solución de cloruro de sodio al 3.5% con potenciales de corrosión del orden de -540mV vs calomel (-614 vs Cu/CuSO₄) figura 5-1. En ambos casos el potencial se ubica en una zona que pronostica corrosión severa.

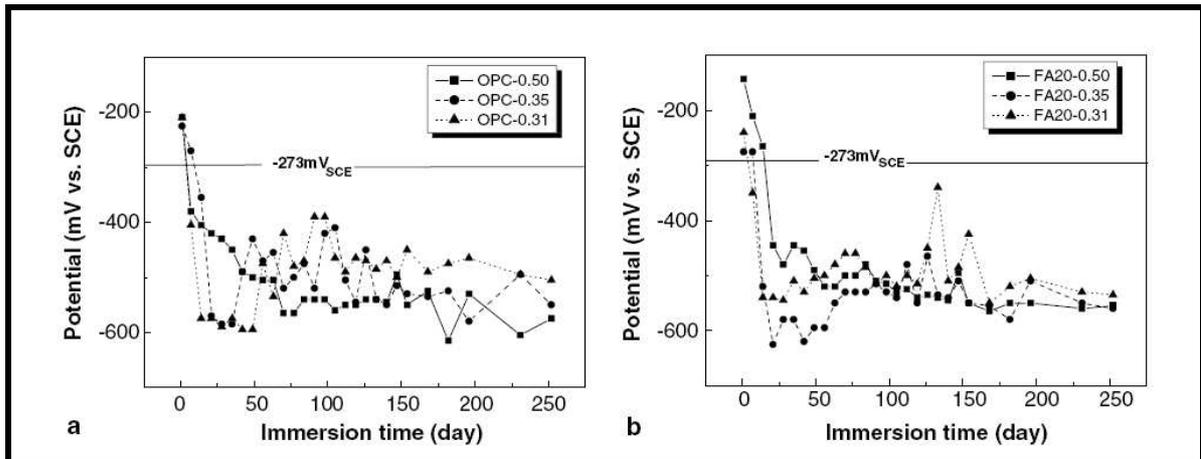


Figura 5-1 E_{corr} en especímenes de concreto con 20% de ceniza volante.

Fuente: Yoon, 2006.

Efecto del agrietamiento en concreto que contiene arcilla como sustituto parcial de cemento

De acuerdo a los resultados analizados en las gráficas de las figuras 4-15 y 4-16 para concreto ACI y HPC, respectivamente, se establece que en concretos con relación a/c de 0.41 con 20% de arcilla como sustituto parcial de cemento, la presencia de grietas en el concreto aumenta la probabilidad de corrosión esto debido a que en concreto agrietado la penetración de cloruros es mayor respecto a un concreto sin agrietamiento Marsavina (2008); sin embargo, en concreto con relación a/c de 0.48 conteniendo arcilla existe un menor impacto del agrietamiento, debido al incremento en la relación a/c , de igual forma esto ocurre mas fácilmente en concreto ordinario que en concreto HPC o HPC con humo de sílice (Djerbi, 2008).

Conclusiones

Con base en los resultados obtenidos se puede concluir lo siguiente:

1. La variación del ancho de grieta existente en el concreto no tiene efecto en el desarrollo de la corrosión del acero.
2. La presencia de grietas en el concreto tiene efecto en la corrosión del acero cuando la relación a/c es de 0.3 y 0.4, sin embargo, en concreto con relación a/c de 0.5 y 0.6 ya no se observa este efecto.
3. La sustitución de 20% de arcilla natural por cemento disminuye la resistencia a compresión en el concreto y este efecto se acentúa a edades tempranas y en concretos con relaciones a/c bajas.
4. Debido a la mayor probabilidad de corrosión del acero en concreto que contiene arcilla, el agrietamiento no muestra un mismo efecto en los concretos estudiados. Sin embargo, cuando se sustituye cemento por arcilla aunado a una condición de agrietamiento en el concreto, pueden existir problemas de corrosión en un tiempo aproximado de 90 días.

Recomendaciones

- ▶ Evaluar el efecto de la arcilla con reemplazos de 10, 15 y 20% para obtener información de la influencia gradual de la arcilla en las propiedades del concreto.
- ▶ Evaluar el desarrollo de la corrosión del acero en concreto que contenga arcilla utilizando un recubrimiento mayor a 4 cm, para estudiar y distinguir detalladamente la difusión del oxígeno y cloruros a través del concreto.

Referencias

American Concrete Institute ACI 211.1 (1993). Proporcionamiento de mezclas. Concreto normal, pesado y masivo, IMCYC A.C.

Aïtcin, P. C. (2003). The durability characteristics of high performance concrete: a review. *Cement and concrete composites* Vol. 25, pp 409-420.

Anand, K. P., Ramesh Babu, M. Aswin Karthik, Deepak Kumar K. K., Palaniswamy N. (2008). Study on strength and corrosion performance for steel embedded in metakaolin blended concrete/mortar. *Construction and building materials*. Vol 22, No. 3, pp 127-134.

Aquino Bolaños, Edwin (2004). Diagnóstico de la interacción entre la corrosión y el daño sísmico en las estructuras de concreto reforzado localizadas en la costa oaxaqueña. Tesis de Maestría. Instituto Tecnológico de Oaxaca.

Blakely, F. A. (1955). Some considerations of the cracking or fracture of concrete. *Civil engineering and public works, Review* Vol. 50. April.

Broomfield, J. P. (1997). *Corrosion of steel in concrete*, ed fn Spon AN imprint of Chapman, primera edición, London, New York, pp 36 – 50

Djerbi A., S. Bonnet, A. Khelidj, V. Baroghel-bouny, (2008). Influence of traversing crack on chloride diffusion into concrete. Article in press. *Cement and concrete research*. pp 7

Carrasquillo, Ramon L., O. Slate Floy and Arthur H. Nilson (1981). Microcracking and behaviour of high-strength concrete subject to short-term loading. *ACI Journal*, Vol. 78, No. 3. May. pp 179-186

Castro B. P. (2001). Corrosión en estructuras de concreto armado: Teoría, inspección, diagnóstico, vida útil y reparaciones. IMCYC. Segunda edición.

Chalee, W., M Teekavanit, K. Kiattikomol, A. Siripanichgorn, C. Jaturapitakkul, (2007). Effect of w/c ratio on covering depth of fly ash concrete in marine environment. Construction and Building Materials Vol 2, No. 5, pp 965-971.

Cracks in concrete: Causes and prevention, (1989). The Aberdeen Group.

Elinwa, A. U. (2006). Experimental characterization of Pórtland cement-calcined soldier-ant mound clay cement mortar and concrete. Construction and building materials V 20, 754-760.

Fontana, M. G. (1986) Corrosion Engineering. Third Edition, Mc Graw Hill.

François, R. and G. Arliguie (1991). Reinforced concrete: correlation between cracking and corrosion. Second CANMET/ACI International conference on durability of concrete. Vol-II. Editor VM Malhotra

Genescá Llongueras, Juan. (2002). Extrapolación de Tafel (intersección). En Técnicas electroquímicas para el control y estudio de la corrosión. Juan Genescá LLongueras (Editor). Universidad Nacional Autónoma de México.

Genescá, Joan y Javier Ávila (1996). Más allá de la herrumbre. La ciencia desde México.

Guzman Gonzalez, Omar (2006). Evaluación de la confiabilidad del método de la media celda en la determinación de la corrosión del acero en concreto reforzado. Tesis profesional. Instituto Tecnológico de Oaxaca.

Hearn, Nataliya (1999). Effect of shrinkage and load-induced cracking on water permeability of concrete. *ACI Materials, Journal* . March/April.

Hisada, M., S. Nagataki, N.Otsuki, (1999). Evaluation of mineral admixtures on the viewpoint of chloride ion migration through mortar. *Cement and Concrete Composite* Vol. 21, pp 443-448.

Kosmatka, H. Steven, Beatrix Kerkhoff, William C. Panarese y Jussara Tanesi, (2004). *Diseño y control de mezclas de concreto*. Portland Cement Association. Skokie, Illinois, EE.UU, 468p.

La cultura del cemento Pórtland, artículo de difusión distribuido por “La Cruz Azul” S.C.

Lima Souza, Paulo Sérgio, Denise C. C. Dal Molin, (2005). Viability of using calcined clays, from industrial by-products, as pozzolans of high reactivity. *Cement and concrete research* Vol. 35, pp 1993-1998.

Malhotra, V.M. and P.K. Mehta, (2005). *High-performance, high-volume fly ash concrete: Materials, mixture proportioning, properties, constructions practice, and case histories*. Supplementary Cementing Materials for Sustainable Development Inc. Ottawa, Canada. 123 p.

Manjit Singh, Mridul Garg, (2006). Reactive pozzolana from Indian clays –their use in cement mortars. *Cement and concrete Research* V-36, 1903-1907.

Marsavina, L., K. Audenaert, G. De Schutter, N. Faur, D. Marsavina, (2008). Experimental and numerical determination of the chloride penetration in cracked concrete. *Construction and building materials*. In press.

Martínez Reyes, Jacobo, (2007). Caracterización de la reactividad pozolánica de materiales de origen natural, industrial y desperdicio agrícola. Tesis de Maestría. CIIDIR IPN UNIDAD Oaxaca.

Martirena Hernández, J. F., B. Middendorf, M. Gehrke and H. Budelmann. (1998). Use of wastes of the sugar industry as pozzolana in lime-pozzolana binders: Study of the reaction. *Cement and concrete research*, Vol-28, No. 11, pp 1525-1536.

Mays, Geoff (1992). The behaviour of concrete. En Mays Geoff (Eds), *Durability of concrete structures: investigation, repair, protection*. E& FN SPON (ed).

Mehta P. Kumar and Ben C. Gerwick jr. (1982) Cracking-corrosion interaction in concrete exposed to marine environment. *Concr International J.*, pp. 45-51

Mehta, P. Kumar y Paulo J. M. Monteiro (1998). *Concreto: estructura, propiedades y materiales*. IMCYC A.C.

Mehta, P. Kumar y Pierre-Claude Aïtcin (1990). Principles underlying production of High-performance concrete. *Cement, concrete and aggregates*. CCAGDP, Vol. 12, No. 2, Winter. pp. 70-78.

Montes, Pedro, Theodore W. Bremner, Derek H. Lister (2004). Influence of calcium nitrite inhibitor and crack width on corrosion of steel in high performance concrete subjected to a simulated marine environment. *Cement and Concrete Composites*, Vol. 26, pp 243-253.

Montes Garcia, Pedro (2003). Performance of corrosion inhibitors and epoxy coatings in cracked reinforced concrete subjected to a marine environment. Tesis de Doctorado. The University of New Brunswick Canada.

Montes, Pedro, Theodore W. Bremner and Francisco Castellanos (2005). Interactive effects of fly ash and CNI on corrosion of reinforced high-performance concrete. *Materials and Structures* Vol-38. Pp-pp 201 - 210.

Neville Adam M. (1999). *Tecnología del concreto*. Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C., 568p

Ohno Y., Suzuki K., Praparntanatorn S., (1994). Macrocell corrosion of steel in cracked concrete. In: Swamy N, editor. *Proceedings of the International Conference on Corrosion and Corrosion Protection Steel in Concrete*. Sheffield University Press., pp 324-336.

Sanjuán Barbudo, Miguel Ángel y Pedro Castro Borges (2001). *Acción de los agentes químicos y físicos sobre el concreto*. IMCYC A.C. D.F. México.

Saraswathy, Velu., Ha-Won Song, (2007). Evaluation of corrosion resistance of Portland pozzolana cement and fly ash blended cements in pre-cracked reinforced concrete slabs under accelerated testing conditions. *Materials chemistry and physics* Vol-104. pp 356-361.

Schiebel P., Raupach M. (1997). Laboratory studies and calculations on the influence of crack width on chloride-induced corrosion of steel in concrete. *ACI Mater J.*, January- February., pp 56-62.

Tae-Hyun Ha, Srinivasan Muralidharan, Jeong-Hyo Bae, Yoon-Cheol Ha, Hyun-Goo Lee, Kyung-Wha Park, Dae-Kyeong Kim, (2007). Accelerated short-term techniques to evaluate the corrosion performance of steel in fly ash blended concrete. *Building and environment materials* Vol 42. pp 78-85.

Torres Acosta, A. A., M.J. Fabela Gallegos, A. Muñoz Noval, D. Vázquez Vega, J.R. Hernandez Jimenez and M. Martínez Madrid, (2004). The Journal of science and engineering corrosion. September Vol.-60, No. 9. pp 862-872

Yoon-Seok Choi, Jung-Gu Kim, Kwang-Myong Lee (2006). Corrosion behavior of steel bar embedded in fly ash concrete. Corrosion Science Vol. 48. pp 1733-1745.

NORMAS DE LA AMERICAN STANDARD FOR TESTING AND MATERIALS

ASTM G 15-04. Standard terminology relating to corrosion and corrosion testing.

ASTM C33 - 07 Standard Specification for Concrete Aggregates

ASTM C 39-04. Standard test method for compressive strength of cylindrical concrete specimens.

ASTM G46-05: Standard guide for examination and evaluation of pitting corrosion.

ASTM C 138-01. Standard test method for density (Unit weight), yield, and air content (Gravimetric) of concrete.

ASTM C 143-05. Standard test method for slump of hydraulic-cement concrete.

ASTM C 231-04. Standard test method for air content of freshly mixed concrete by the pressure method.

ASTM C618-05. Standard specification for coal fly ash and raw or calcined natural pozzolan for use in concrete.

ASTM C 876-99 Standard test method for Half-cell potentials of uncoated reinforcing steel in concrete.

ASTM C989-05 Standard specification for ground granulated blast-furnace slag for use in concrete and mortars.

ASTM C 1064-05. Standard test method for temperature of freshly mixed hydraulic-cement concrete.

ASTM C1240-05. Standard specification for silica fume used in cementitious mixtures.

ASTM C 1602-05 Standard specification for mixing water used in production of hydraulic cement concrete.