

**UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**



**RESTITUCIÓN MECÁNICA Y REMOCIÓN ELECTROQUÍMICA DE
CLORUROS DE VIGAS CON DETERIORO POR CORROSIÓN
SEVERA EN EL REFUERZO A CORTANTE**

**POR
ING. DAVID GARCÍA SÁNCHEZ**

**COMO REQUISITO PARCIAL PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRÍA EN CIENCIAS CON ORIENTACIÓN EN MATERIALES
DE CONSTRUCCIÓN**

NOVIEMBRE, 2015

**UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**



Restitución mecánica y remoción electroquímica de cloruros de vigas con deterioro por corrosión severa en el refuerzo a cortante

**Por
Ing. David García Sánchez**

Como requisito parcial para obtener el grado de maestría en ciencias con orientación en materiales de construcción

**Director de tesis: Dr. César Antonio Juárez Alvarado
Co- director de tesis: Dr. Gerardo Fajardo San Miguel
Co- director externo: Dr. Pedro Castro Borges**

Noviembre, 2015



UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN



FIC

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
SUBDIRECCIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO

Oficio SEP-549-2015

ING. LÁZARO VARGAS GUERRA
Director del Departamento de Escolar y de
Archivo de la UANL
Presente.-

Estimado Ing. Vargas:

Por este conducto me permito comunicarle que el **Ing. David García Sánchez**, pasante de la **Maestría en Ciencias con Orientación en Materiales de Construcción**, ha solicitado su examen de grado, para lo cual a cubierto la totalidad de los requisitos académicos y administrativos que exige el Reglamento de Exámenes Profesionales y el Reglamento General de Estudios de Posgrado de nuestra Institución.

De la manera más atenta, le solicito su colaboración para que se dé el trámite correspondiente en el Departamento a su digno cargo.

Sin más por el momento, quedo a sus apreciables órdenes para cualquier duda o aclaración.

ATENTAMENTE,
"ALÈRE FLAMMAM VERITATIS"
Cd. Universitaria a 12 de noviembre del 2015

DR. CÉSAR ANTONIO JUÁREZ ALVARADO
Subdirector de Estudios de Posgrado



SUBDIRECCIÓN DE ESTUDIOS
DE POSGRADO

C.c.p. Archivo.
Rtp.



"Educación de clase mundial,
un compromiso social"

FO-SEP-01

Av. Universidad S/N Cd. Universitaria Apdo. Postal 17
San Nicolás de los Garza, Nuevo León, México, C.P. 66455
Tels.: (81) 1442 4400 ext. 4447 y 4448, 8329 4000 ext. 7216 y 7234
<http://www.fic.uanl.mx>
Correo: subpos@uanl.mx



UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN



FIC

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
SUBDIRECCIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO

DR. JOSÉ MANUEL MENDOZA RANGEL
Coordinador de la Maestría en Ciencias con
Orientación en Materiales de Construcción
SUBDIRECCIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO DE LA FIC-UANL

Estimado Dr. Mendoza Rangel.

Presente:

En atención a su oficio en el que me informa que fui designado Director de la Tesis "RESTITUCIÓN MECÁNICA Y REMOCIÓN ELECTROQUÍMICA DE CLORUROS DE VIGAS CON DETERIORO POR CORROSIÓN SEVERA EN EL REFUERZO A CORTANTE", que presenta el **Ing. David García Sánchez**, como requisito parcial para obtener el grado de Maestría en Ciencias con Orientación en Materiales de Construcción, me permito informar a Usted que después de haber leído y evaluado la calidad de la tesis, dictamino que la misma es **APROBADA**.

Sin otro particular por el momento, estoy a sus órdenes para cualquier duda o aclaración que consideren pertinente.

Atentamente

"ALERE FLAMMAM VERITATIS"

Cd. Universitaria, San Nicolás de los Garza, N.L. a 17 de noviembre de 2015

DR. CÉSAR ANTONIO JUÁREZ ALVARADO
DIRECTOR DE LA TESIS

c.c.p. Archivo



*"Educación de clase mundial,
un compromiso social"*

FO-SEP-01

Av. Universidad S/N Cd. Universitaria Apdo. Postal 17
San Nicolás de los Garza, Nuevo León, México, C.P. 66455
Tels.: (81) 1442 4400 ext. 4447 y 4448, 8329 4000 ext. 7216 y 7234
<http://www.fic.uanl.mx>
Correo: subpos@uanl.mx



UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN



FIC

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
SUBDIRECCIÓN DE INVESTIGACIÓN

Dr. César Antonio Juárez Alvarado
Subdirector de Posgrado
Facultad de Ingeniería Civil, UANL
Presente.-

Estimado Dr. Juárez,

En relación a su oficio en el que me informa que fui designado CO-DIRECTOR DE LA TESIS "RESTITUCIÓN MECÁNICA Y REMOCIÓN ELECTROQUÍMICA DE CLORUROS DE VIGAS CON DETERIORO POR CORROSIÓN SEVERA EN EL REFUERZO A CORTANTE", que presenta el Ing. **DAVID GARCÍA SÁNCHEZ**, como requisito parcial para obtener el grado de Maestría en Ciencias con orientación en Materiales de Construcción, me permito informar a usted que después de haber leído y evaluado la calidad de la tesis dictamino que la misma es **APROBADA**.

Sin otro particular por el momento, estoy a sus órdenes para cualquier duda o aclaración que consideren pertinente.

Atentamente,
"ALERE FLAMMAN VERITATIS"

Cd. Universitaria, San Nicolás de los Garza, N.L. 17 de noviembre de 2015.

DR. GERARDO FAJARDO SAN MIGUEL
CO-DIRECTOR DE LA TESIS



"Educación de clase mundial,
un compromiso social"

Av. Universidad S/N Cd. Universitaria Apdo. Postal 17
San Nicolás de los Garza, Nuevo León, México, C.P. 66451
Tel.: (0181) 8329-4000 EXT. 7282 Y 7231
<http://www.fic.uanl.mx/subinvestigacion/>
subinv.fic@uanl.mx



Mérida, Yucatán a 17 de noviembre de 2015

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL DE LA UANL
DR. CÉSAR ANTONIO JUÁREZ ALVARADO
SUBDIRECTOR DE ESTUDIOS DE POSGRADO**

Presente:

Estimado Dr. Juárez:

En atención a su oficio en el que me informa que fui designado co-director externo de la Tesis "RESTITUCIÓN MECÁNICA Y REMOCIÓN ELECTROQUÍMICA DE CLORUROS DE VIGAS CON DETERIORO POR CORROSIÓN SEVERA EN EL REFUERZO A CORTANTE", que presenta el Ing. **David García Sánchez**, como requisito parcial para obtener el grado de Maestría en Ciencias con Orientación en Materiales de Construcción, me permito informar a usted que después de haber leído y evaluado la calidad de la tesis, dictamino que la misma es **APROBADA**.

Sin otro particular por el momento, estoy a sus órdenes para cualquier duda o aclaración que consideren pertinente.

Atentamente

DR. PEDRO CASTRO BORGES
Investigador Titular
Co-director externo

Restitución mecánica y remoción electroquímica de cloruros de vigas con deterioro por corrosión severa en el refuerzo a cortante.

Aprobación de Tesis:

Dr. CÉSAR ANTONIO JUAREZ ALVARADO
Director de la tesis

Dr. GERARDO DE JESÚS FAJARDO SAN MIGUEL
Co-director de la tesis

Dr. PEDRO CASTRO BORGES
Co-director externo de la tesis

Dr. CÉSAR ANTONIO JUAREZ ALVARADO
Subdirector de Estudios de posgrado

AGRADECIMIENTOS

Expreso mi más sincero agradecimiento al Dr. Cesar Antonio Juárez Alvarado y al Dr. Gerardo Fajardo San Miguel, por su confianza, su acertada asesoría y su completo apoyo durante el desarrollo de ésta investigación. Así mismo agradezco al Dr. Pedro Castro Borges Investigador del Centro de Estudios Avanzados (CINVESTAV) Unidad Mérida, Yucatán, por su apoyo como asesor externo y por sus valiosas sugerencias e interés mostrado en la presente investigación.

Reconozco y agradezco el apoyo de los Jefes de los Departamentos: Ingeniería Estructural y Materiales de Construcción y Tecnología del Concreto respectivamente, por el apoyo técnico – científico y por las facilidades otorgadas para el uso de sus instalaciones y equipo para la ejecución de esta investigación. De igual manera agradezco a todos mis compañeros de la Maestría en Ciencias con Orientación de Materiales de Construcción, me auxiliaron en el desarrollo de la etapa experimental. De igual forma, agradezco a la Ing. Mercedes Balancán Zapata trabajadora del CINVESTAV, Unidad Mérida, por la ayuda, comentarios y sugerencias brindadas para la elaboración de esta investigación. De igual manera agradezco el apoyo del personal de la biblioteca de posgrado de la facultad de ingeniería civil.

Mi agradecimiento es también para la Dirección de la Facultad de Ingeniería Civil, la Subdirección de Estudios de Posgrado de la misma Facultad y a la Universidad Autónoma de Nuevo León por el apoyo real y decidido a la formación académica, y a todas las personas que contribuyeron de una u otra forma en la realización de este trabajo.

Finalmente, quiero agradecer mi familia y a mi novia por la confianza que depositaron en mí y el apoyo moral que siempre me han brindado.

ÍNDICE

| | |
|---|----|
| ÍNDICE DE FIGURAS | 11 |
| ÍNDICE DE TABLAS | 13 |
| 1. GENERALIDADES | 17 |
| 1.1 INTRODUCCIÓN..... | 17 |
| 1.2 COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL..... | 19 |
| 1.2.1 ESFUERZO A CORTANTE POR TENSION DIAGONAL..... | 19 |
| 1.2.2 MECANISMO DE FALLA POR CORTANTE | 21 |
| 1.2.3 FORMACION DE GRIETAS DIAGONALES..... | 24 |
| 1.2.4 ESTRIBOS VERTICALES, SU INFLUENCIA SOBRE EL COMPORTAMIENTO A CORTANTE..... | 25 |
| 1.2.5 CAUSAS DE VARIACIÓN DEL EFECTO DE CORTE | 26 |
| 1.3 ASPECTOS DE DURABILIDAD | 27 |
| 1.3.1 DIAGRAMA DE TUTTI | 27 |
| 1.3.2 EL FENÓMENO DE LA CORROSIÓN | 28 |
| 1.3.3 TIPOS DE CORROSIÓN..... | 30 |
| 1.3.4 FACTORES QUE AFECTAN Y DESENCADENAN LA CORROSIÓN | 33 |
| 1.3.5 TÉCNICAS ELECTROQUÍMICAS PARA ESTIMAR LA CORROSIÓN | 34 |
| 1.3.6 INFLUENCIA DEL CONCRETO EN LA CORROSIÓN DEL ACERO | 39 |
| 1.4 TECNICAS ELECTROQUÍMICAS DE REPARACIÓN | 40 |
| 1.4.1 EXTRACCION ELECTROQUIMICA DE CLORUROS (EEC)..... | 40 |
| 1.5 ANTECEDENTES..... | 42 |
| 1.6 JUSTIFICACIÓN..... | 44 |
| 1.7 HIPÓTESIS | 46 |
| 1.8 OBJETIVOS | 47 |
| 1.8.1 OBJETIVOS GENERALES | 47 |
| 1.8.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS | 47 |
| 2 MÉTODOS DE INVESTIGACIÓN..... | 49 |

| | |
|--|----|
| 2.1 DIAGRAMA DE FLUJO EXPERIMENTAL..... | 49 |
| 2.2 DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS VIGAS..... | 49 |
| 2.2.1 DIMENSIONES DE LA VIGA. | 49 |
| 2.2.2 APORTACIÓN DEL CONCRETO EN LA RESISTENCIA A CORTANTE..... | 50 |
| 2.2.3 Aportación del refuerzo en la resistencia por cortante..... | 51 |
| 2.2.4 Resistencia nominal a cortante | 51 |
| 2.2.5 Resistencia nominal a flexión. | 51 |
| 2.3. CARACTERIZACIÓN DE LOS MATERIALES..... | 53 |
| 2.3.1. Concreto..... | 53 |
| 2.3.2. Acero de refuerzo..... | 55 |
| 2.4. HABILITADO Y PREPARACIÓN DEL ACERO DE REFUERZO..... | 56 |
| 2.4.1. Refuerzo longitudinal..... | 56 |
| 2.4.2. Refuerzo transversal | 57 |
| 2.5. FABRICACIÓN DE VIGAS DE CONCRETO REFORZADO. | 57 |
| 2.6. ESTIMACIÓN TEÓRICA DE LA PÉRDIDA DE SECCIÓN DEL REFUERZO TRANSVERSAL..... | 59 |
| 2.7. INDUCCIÓN DEL DETERIORO EN LAS VIGAS DE CONCRETO. | 61 |
| 2.7.1. Humectación de las vigas..... | 61 |
| 2.7.2. Aplicación de corriente impresa | 61 |
| 2.8. EVALUACIÓN DEL DAÑO POR CORROSIÓN | 62 |
| 2.8.1. Inspección visual. | 62 |
| 2.8.2. Potencial de corrosión..... | 63 |
| 2.8.3 Resistividad..... | 64 |
| 2.8.4. Determinación del contenido de cloruros | 64 |
| 2.9 EXTRACCIÓN ELECTROQUÍMICA DE CLORUROS..... | 66 |
| 2.10. Determinación de la pérdida de sección y la masa del refuerzo transversal. | 66 |
| 2.11. REFORZAMIENTO DE LAS VIGAS DE CONCRETO REFORZADO .. | 67 |
| 2.12. ENSAYE MECÁNICO DE LAS VIGAS DE CONCRETO REFORZADO | 68 |
| 3.1. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS VIGAS..... | 71 |

| | |
|--|-----|
| 3.1.1. Diseño estructural de las vigas..... | 71 |
| 3.2. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES..... | 71 |
| 3.2.1. El concreto. | 71 |
| 3.2.2 EL ACERO. | 73 |
| 3.3 INDICADOR DE DAÑO POR CORROSIÓN ANTES DE LA EEC..... | 73 |
| 3.3.1 Potencial de corrosión..... | 74 |
| 3.3.2 Inspección visual de deterioro | 78 |
| 3.3.3 CONTENIDO DE CLORUROS..... | 80 |
| 3.4 INDICADOR DE DAÑO POR CORROSIÓN DESPUÉS DE LA EEC..... | 80 |
| 3.4.1 Potencial de corrosión..... | 80 |
| 3.4.2 Contenido de los cloruros..... | 82 |
| 3.5 COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LAS VIGAS CON DIFERENTES TIPOS DE TRATAMIENTO Y REFUERZO..... | 83 |
| 3.5.1 resistencia a cortante por tensión diagonal. | 83 |
| 3.5.2 Patrón de agrietamiento. | 91 |
| 3.5.3 Pérdida de diámetro y sección del refuerzo transversal. | 95 |
| 4 CONCLUSIONES. | 100 |
| 5. RECOMENDACIONES..... | 103 |
| ANEXOS..... | 105 |

ÍNDICE DE FIGURAS

| | |
|--|----|
| Figura 1: Partícula de concreto que representa los esfuerzos cortantes verticales V_1 y horizontales V_2 | 20 |
| Figura 2 Sección transversal de una viga de concreto reforzado. | 22 |
| Figura 3: Falla por tensión diagonal..... | 23 |
| Figura 4: Falla por cortante – compresión. | 24 |
| Figura 5: Agrietamiento en falla a cortante de vigas. | 25 |
| Figura 6: Diagrama de Tutti | 27 |
| Figura 7: Corrosión del acero en el concreto. Modelo simplificado..... | 29 |
| Figura 8: Tipos de corrosión de armaduras. | 31 |
| Figura 9: corrosión localizada (picadura) | 32 |
| Figura 10 corrosión uniforme | 33 |
| Figura 11: Riesgo de corrosión en función del potencial medido tomando como referencia el E.C.S..... | 35 |
| Figura 12: Esquema de la medición del potencial de media celda | 36 |
| Figura 13: Representación de la aplicación de técnicas electroquímicas. | 40 |
| Figura 14: Esquema del funcionamiento de la extracción electroquímica de cloruros. | 41 |
| Figura 15: Diagrama de flujo experimental. | 49 |
| Figura 16: Dimensiones generales de las vigas..... | 50 |
| Figura 17: detalle del refuerzo longitudinal y transversal | 52 |
| Figura 18: Prueba de revenimiento en concreto fresco. | 54 |
| Figura 19: Fabricación y ensaye a compresión de cilindros de concreto..... | 55 |
| Figura 20: Ensaye a tensión, a) Arreglo del ensaye a tensión del refuerzo, b) Ensaye del refuerzo transversal..... | 56 |
| Figura 21: Varillas longitudinales de 5/8” preparadas para evitar su deterioro . | 57 |
| Figura 22: Cimbrado y habilitado de acero de refuerzo. | 58 |
| Figura 23: Estimación teórica de la reducción de diámetro y sección del estribo. | 60 |
| Figura 24 Humectación localizada de las vigas | 61 |
| Figura 25: Esquema utilizado para la inducción del deterioro [33]..... | 62 |
| Figura 26: Condición superficial del concreto después del deterioro. | 63 |
| Figura 27: Esquema utilizado para la toma de potenciales de corrosión. | 63 |
| Figura 28: Equipo utilizado para tomar la resistividad del concreto. | 64 |
| Figura 29: Equipo utilizado para la extracción de corazones. | 65 |
| Figura 30: Esquema de la ubicación donde se extrajeron los corazones. | 66 |
| Figura 31: Pérdida de masa y sección del estribo. | 67 |

| | |
|--|----|
| Figura 32: Esquema de viga reforzada con tensores..... | 68 |
| Figura 33: Ensaye de viga de concreto a flexión | 69 |
| Figura 34: Evolución de la resistencia a compresión a diferentes edades..... | 72 |
| Figura 35: Potencial de corrosión de los estribos para la viga Ref1. | 74 |
| Figura 36: Potencial de corrosión de los estribos para la viga Ref2. | 74 |
| Figura 37: Potencial de corrosión de los estribos para la viga 1..... | 75 |
| Figura 38: Potencial de corrosión de los estribos para la viga 2..... | 75 |
| Figura 39: Potencial de corrosión de los estribos para la viga 3..... | 76 |
| Figura 40: Potencial de corrosión de los estribos para la viga 4..... | 76 |
| Figura 41: Potencial de corrosión de los estribos para la viga 5..... | 76 |
| Figura 42: Potencial de corrosión de los estribos para la viga 6..... | 77 |
| Figura 43: Potencial de corrosión de los estribos para la viga 7..... | 77 |
| Figura 44: Potencial de corrosión de los estribos para la viga 8..... | 77 |
| Figura 45: Daño por corrosión en viga de concreto reforzado | 78 |
| Figura 46: Patrón de daño por corrosión en ambas caras de las vigas | 80 |
| Figura 47: potencial de corrosión de la viga 7 antes y después de la EEC. | 81 |
| Figura 48: potencial de corrosión de la viga 19 antes y después de la EEC. ... | 82 |
| Figura 49: Evolución del perfil de cloruros en diversos elementos de concreto armado después de aplicar el tratamiento de EEC..... | 83 |
| Figura 50: Resistencia a cortante de viga 1 y 2 sin reforzamiento externo..... | 84 |
| Figura 51: Resistencia a cortante (a) viga 1 y 2 sin refuerzo y (b) viga 5 y 6 sin refuerzo..... | 86 |
| Figura 52: Resistencia a cortante (a) viga 5 y 6 sin refuerzo y (b) viga 7 y 8 sin refuerzo..... | 87 |
| Figura 53: Resistencia a cortante (a) viga 1 con refuerzo y (b) viga 3 y 4 con refuerzo..... | 88 |
| Figura 54: Resistencia a cortante (a) viga 5 y 6 sin refuerzo y (b) viga 5 y 6 con refuerzo..... | 90 |
| Figura 55: Resistencia a cortante (a) viga 7 y 8 sin refuerzo y (b) viga 7 y 8 con refuerzo..... | 91 |
| Figura 56: Patrón de agrietamiento por las 2 caras en vigas sin rehabilitar..... | 93 |
| Figura 57: Falla por adherencia | 94 |
| Figura 58: Patrón de agrietamiento por las 2 caras en vigas rehabilitadas..... | 95 |
| Figura 59: Resistencia ultima experimental vs teórica de vigas 1 y 2. | 98 |
| Figura 60: Resistencia ultima experimental vs teórica de vigas 5 y 6. | 98 |
| Figura 61: Resistencia ultima experimental vs teórica de vigas 7 y 8. | 98 |

ÍNDICE DE TABLAS

| | |
|---|----|
| Tabla 1: Criterio de probabilidad de corrosión, de acuerdo ASTM C-876-91.... | 35 |
| Tabla 2: Rango de valores de velocidad de corrosión, de acuerdo al RILEM... | 37 |
| Tabla 3: Rango de valores de resistividad eléctrica, de acuerdo DURAR. | 39 |
| Tabla 4: Características de la extracción electroquímica de cloruros.(Alfonso cobo escamilla) | 42 |
| Tabla 5: Proporcionamiento para concreto $f'c= 250 \text{ kg/cm}^2$ (Kg/m^3)..... | 53 |
| Tabla 6: Propiedades de los materiales utilizados para la fabricación del concreto (Kg/m^3)..... | 53 |
| Tabla 7: Nomenclatura de las vigas..... | 59 |
| Tabla 8: Valor crítico de cloruros en concretos reforzados, [24]. | 65 |
| Tabla 9: Resistencia nominal a cortante de las vigas, de acuerdo con el código ACI 318 [37]..... | 71 |
| Tabla 10: Propiedades mecánicas de la varilla 2.5 mm (5/16") | 73 |
| Tabla 11: Pérdida de masa de los estribos..... | 96 |
| Tabla 12: Diámetro y sección final de los estribos..... | 97 |

NOMENCLATURA

| | |
|-----------------------|---|
| A/C | Relación agua/cemento. |
| ACI | American Concrete Institute. |
| As | Área de acero longitudinal. |
| ASTM | American Society of Testing Materials. |
| Av | Área de acero. |
| bw | Ancho del alma. |
| cm | Centímetros. |
| cm² | Centímetros cuadrados. |
| d | Peralte efectivo. |
| Ecorr | Potencial de corrosión. |
| fc | Esfuerzo principal de compresión. |
| f'c | Resistencia especificada del concreto a la compresión. |
| fcr | Resistencia a la compresión a la ruptura. |
| kg | Kilogramos. |
| m³ | Metros cúbicos. |
| mm | Milímetros. |
| mV | Milivolts. |
| Mn | Momento nominal. |
| Mu | Momento último. |
| IMCYC | Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto. |
| NMX | Norma Mexicana. |
| NOM | Norma Oficial Mexicana. |
| ONNCCE | Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación. |

- P** Carga concentrada.
- ppc** Peso por contenido de cemento.
- r0** Radio inicial de la varilla.
- T** Tensión.

Capítulo 1

GENERALIDADES

1. GENERALIDADES

1.1 INTRODUCCIÓN

Históricamente, el diseño de las estructuras de concreto reforzado se ha realizado con el criterio de la resistencia mecánica; gracias a éste se ha logrado tener estructuras que soportan adecuadamente las cargas de servicio. Sin embargo, una gran parte de lo encontrado está relacionado con el medio ambiente en el que se encuentra la estructura [1]. En los últimos años, ha crecido el número de estructuras de concreto reforzado con problemas de corrosión en el refuerzo y ha resultado ser un problema serio en puentes, estructuras para estacionamientos y otras estructuras de carreteras en las cuales su principal característica es que se encuentran expuestas a la intemperie, también en estructuras expuestas a un ambiente marino y en plantas productoras de sustancias químicas. Las estructuras de concreto reforzado expuestas a los ambientes marinos están sujetas a la acción simultánea de procesos de deterioro físicos, químicos y electroquímicos [2]. En contraste con las acciones mecánicas (como carga de gravedad, viento, etc.) las acciones ambientales no son reversibles y acumulan agentes peligrosos (como iones de cloruro) en el concreto. Un alto porcentaje del deterioro por corrosión es causado por una escasa planeación, por la incorrecta valoración de la severidad de acciones ambientales y por la mala ejecución por lo que muchas de estas estructuras necesitan ser reparadas después de una corta vida de servicio [3]. Debido a esto, la corrosión en el sistema acero-concreto, es un fenómeno que desde hace décadas despertó el interés de muchos investigadores a nivel mundial, esto debido a la importancia del concreto reforzado como el sistema de construcción más utilizado en el mundo [4] y que la corrosión del acero de refuerzo, representa en forma integral el problema de durabilidad que más afecta a las estructuras de concreto reforzado. Siendo entonces uno de los deterioros que mayor costo induce en el mantenimiento y operación de las diversas construcciones que se realizan con este material [5].

En 1990 se realizó un estudio internacional del impacto que produce el costo económico originado por la corrosión en estructuras de concreto reforzado, el

resultado fue que entre el 2 y el 5% del Producto Nacional Bruto (PNB) de cada país se destina a subsanar los problemas de corrosión; pero entre un 15 y 25% se pudo haber evitado si se hubiese aplicado la tecnología existente para contrarrestarla. En el Reino Unido, un país desarrollado destina 40% de la inversión en construcción a la reparación y al mantenimiento, lo que representa un 4% de su Producto Interno Bruto [1]. En Estados Unidos las estimaciones del costo anual de corrosión varían entre \$8 mil millones y \$126 mil millones de dólares; siendo \$30 mil millones de dólares la estimación más realista. En todo caso, la corrosión representa enormes pérdidas económicas y se puede hacer mucho para reducirla. Por ejemplo, algunas compañías en Estados Unidos destinan más de \$400,000 dólares por año para el mantenimiento en sus plantas de ácido sulfúrico, aunque particularmente las condiciones de corrosión no son consideradas severas. Mientras que otras destina \$2 millones de dólares por año en la pintura del acero para evitar la oxidación por una atmósfera marina [6].

El deterioro que ocasiona la corrosión en los puentes es un problema grave pues provoca envejecimiento prematuro lo que conduce a mantenimientos o el reemplazo de los mismos, operación que cuesta millones de dólares. En los Estados Unidos existen aproximadamente 235,000 puentes convencionales de concreto reforzados en servicio; de los cuales 21,000 están estructuralmente deficientes, esto debido al daño por corrosión inducido por cloruros [7]. Un ejemplo fue el colapso (debido a la corrosión por tensión) del puente de plata en el río de Ohio que costó 40 vidas y millones de dólares. [6].

Actualmente, en México se ha detectado que más del 90% de las industrias presentan deterioros por corrosión, por ejemplo en Yucatán los costos por corrosión rebasan el 8% del Producto Interno Bruto (PIB) estatal [1]. Sin embargo, estadísticamente resulta difícil determinar las causas de los problemas de durabilidad en estructuras de concreto; se calcula un costo de 300,000 millones de dólares por fallas en la infraestructura, así mismo, se

estima que de esa cantidad es posible evitar pérdidas por alrededor de 100,000 millones de dólares tomando medidas de prevención contra la corrosión [8].

Los principales agentes agresivos son los cloruros en regiones marinas y el bióxido de carbono en zonas rurales e industriales. La combinación de los agentes agresivos acelera el proceso de degradación de las estructuras de concreto reforzado; pero la resistencia de éstas dependerá tanto de la resistencia del concreto, como de la resistencia del refuerzo, cualquiera de los dos que se deteriore, comprometerá la estructura como un todo. Sin embargo, ni la alta alcalinidad o la baja permeabilidad del recubrimiento pueden garantizar que el acero de refuerzo pueda resistir a la corrosión indefinidamente, especialmente en ambientes marinos [9]. Por lo general, en vigas de concreto reforzado, la acción de éstos agentes propicia que el proceso de corrosión se inicie en el refuerzo transversal (estribos), cuyo acero es el más próximo a la superficie del concreto. Esto afecta la resistencia a cortante por tensión diagonal de la estructura, la cual se requiere para soportar concentraciones altas de esfuerzos de tensión cerca de los apoyos. Usualmente el cortante es resistido por los estribos, y un deterioro importante en su resistencia podría ocasionar una falla frágil y repentina. Esto contrasta con la naturaleza de la falla a flexión la cual se inicia con una fluencia gradual en el acero a tensión, simultáneamente se presenta un agrietamiento del concreto y grandes deformaciones que advierten sobre el problema y dan la oportunidad de tomar decisiones correctivas [10].

1.2 COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL

1.2.1 ESFUERZO A CORTANTE POR TENSION DIAGONAL

El concreto es relativamente mucho más débil en tensión que en compresión, con la resistencia real a cortante intermedia entre las dos. La mayoría de las fallas, que se denominan fallas por cortante en realidad son fallas por tensión diagonal, y en ocasiones, por compresión diagonal [11].

Se dice que una sección de una pieza está sometida a cortante cuando sobre ella actúa un esfuerzo con una resultante de fuerzas paralelas al plano de sección. Una fuerza cortante es el resultado de todas las fuerzas verticales que actúan en una viga en una sección considerada; esta fuerza, dentro de un elemento (véase Figura 1a), genera esfuerzos verticales V_1 y esfuerzos cortantes horizontales V_2 los cuales son iguales $V_1 = V_2$ ya que si no fuera así, el elemento rotaría, lo cual indicaría que no existe el equilibrio estático. Si se corta el cubo a la mitad (véase Figura 1b) en diagonal, se verá que las componentes diagonales de los esfuerzos cortantes verticales y horizontales se combinarán para producir un esfuerzo de compresión diagonal en toda la sección a través de una diagonal, y un esfuerzo de tensión diagonal f_v perpendicular a la misma diagonal. Entonces, el concreto puede resistir la compresión diagonal con cierta facilidad; pero cuando los esfuerzos de tensión diagonal son demasiado grandes, se producirá una grieta por tensión diagonal [12].

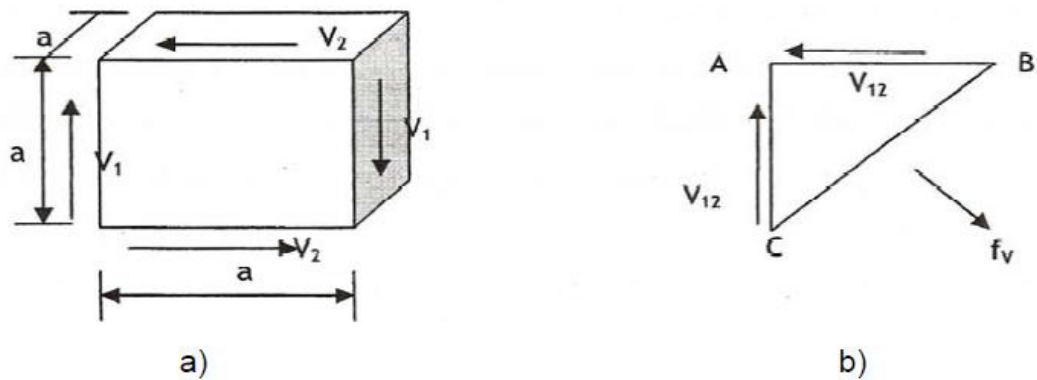


Figura 1: Partícula de concreto que representa los esfuerzos cortantes verticales V_1 y horizontales V_2 .

La gran mayoría de los miembros estructurales de concreto reforzado no tienen generalmente que resistir fuerzas cortantes. Estas fuerzas rara vez actúan por sí mismas, sino en combinación con flexión, carga axial y quizás torsión. La transmisión de cortante en las vigas de concreto reforzado se apoya fuertemente en la resistencia a tensión y compresión del concreto. En consecuencia, no es de sorprender que una falla a cortante por lo general sea

no dúctil. Es conveniente, utilizar los conceptos clásicos de esfuerzo cortante en los cuerpos homogéneos, isotrópicos y elásticos al tratar con miembros de concreto reforzado.

La fuerza transversal o cortante en cualquier sección de un miembro estructural puede deducirse por consideraciones de equilibrio. La intensidad de esta fuerza se muestra convenientemente mediante un “diagrama de fuerzas cortantes”. La suma de los esfuerzos cortantes en esa sección transversal, naturalmente debe equilibrar la fuerza cortante externa en esa sección. En especial, los miembros a flexión, los mecanismos que resisten el cortante interactúan íntimamente con la adherencia entre el concreto, el refuerzo y el anclaje de éste [4].

La falla a cortante es difícil de predecir exactamente. A pesar de muchas décadas de investigación experimental y del uso de herramientas analíticas altamente sofisticadas, todavía no se entiende completamente la falla por cortante, por lo que es difícil de predecir. Mientras que para las vigas típicamente reforzadas, la falla a flexión es iniciada por la fluencia gradual del acero a tensión, acompañado de un obvio agrietamiento en el concreto, dando advertencia y proporcionando la oportunidad de tomar las correcciones necesarias. Debido a estas diferencias en comportamiento, las vigas de concreto reforzado son provistas generalmente de un refuerzo especial para el cortante, asegurando que la falla a flexión ocurra antes que la falla a cortante, en caso de sobrecargar al elemento [13].

1.2.2 MECANISMO DE FALLA POR CORTANTE

Los mecanismos de falla a cortante de vigas simplemente apoyadas, con cargas concentradas, caen en los siguientes grupos aproximados de relaciones de claro/cortante al peralte (a/d), (véase figura 3) [4]:

- *Fallas por apariencia.* Una falla por cortante parece ser menos complicada cuando ocurre lejos de las cargas y las reacciones. Es conveniente clasificar las fallas por cortante en términos de la distancia entre la carga de prueba y la reacción, una distancia que se denomina claro de cortante (a).
- *Falla por tensión diagonal.* Este tipo de falla ocurre cuando el claro de cortante es mayor que $3d$ ó $4d$ (d = peralte efectivo de la viga, h = altura de la viga, b = ancho de la viga, (véase Figura 2) [11] ó $3 < a/d < 7$ [4], en tales condiciones existe suficiente espacio para que toda la grieta se desarrolle hasta la falla, este mecanismo subsecuente de arco no puede soportar la carga de agrietamiento [4].

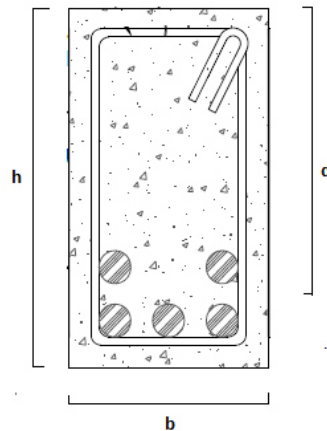


Figura 2 Sección transversal de una viga de concreto reforzado.

Las grietas de una falla por tensión diagonal, surgen inmediatamente después de desarrollarse algunas grietas finas verticales de flexión en el centro del claro a medida que aumenta la carga externa, seguida por la pérdida de adherencia del acero de refuerzo y el concreto que lo rodea en la región del apoyo (véase Figura 3). Este tipo de grieta no conduce de inmediato a la falla; sin embargo, a una distancia aproximada de $1.5d$ a $2d$ del paño del apoyo la grieta de tensión se extiende de modo gradual

con una pendiente pequeña, de tal manera que, aumenta la capacidad para cortante hasta que ocurre la falla repentina [11].

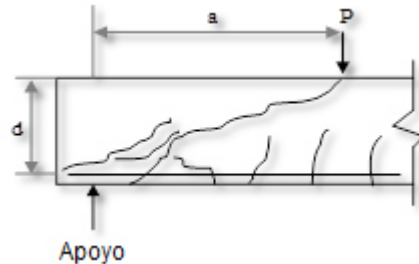


Figura 3: Falla por tensión diagonal.

- *Falla por cortante-compresión.* Este tipo de falla ocurre cuando el claro de cortante varía de d a $2.5d$, con una influencia que se reduce rápidamente en el intervalo de $2.5d$ a $4d$. Con mucha frecuencia el desarrollo de la grieta diagonal que se describió anteriormente se suspende por la presencia de una carga cercana. Cuando el claro de cortante es pequeño $2 < a/d < 3$, [4], el aumento de resistencia a cortante puede ser importante, siendo el esfuerzo cortante máximo mayor del doble para $a = 1.5d$ que para $a = 3.0d$. El ancho de la grieta crítica, si no existe acero para controlarla, se hace más grande a medida que la carga aumenta, llegando algunas veces a ser mayor de 3 mm. Ocasionalmente, con un anclaje adecuado del acero de flexión, las grietas diagonales pequeñas (grietas difusas) separarán las varillas antes de que ocurra la falla por compresión y a esto se le llama falla por cortante-tensión. Posterior a los esfuerzos verticales de compresión bajo la carga, se reduce la posibilidad de que prosiga el agrietamiento por tensión, y los esfuerzos verticales de compresión sobre la reacción limitan igualmente el agrietamiento por adherencia, es decir, el agrietamiento diagonal a lo largo del acero (véase Figura 4); finalmente ocurre una falla de compresión en la zona adyacente a la carga. A este tipo de falla se le ha llamado *falla por cortante – compresión*, porque la falla es causada por la combinación de ambos esfuerzos [11].

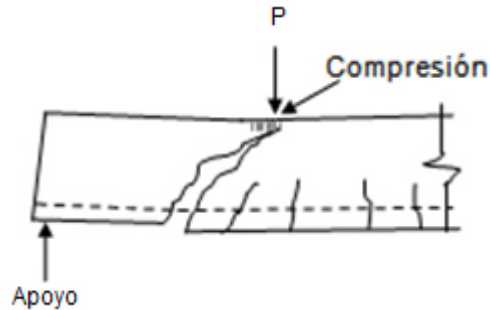


Figura 4: Falla por cortante – compresión.

- *Agrietamiento por tensión o verdadera falla por cortante.* Donde el claro de cortante es menor que el peralte efectivo “ d ” o cuando a/d menor que 2.5 [4], el cortante es soportado como una fuerza inclinada entre la carga y la reacción. La falla final, llega a ser una falla por agrietamiento, similar al agrietamiento vertical de un cilindro de prueba a compresión o puede fallar a compresión en la reacción [11]. Park [4] revela que cuando $1.5 < a/d < 7$, no se logra la capacidad a flexión de la viga, por lo que el cortante rige en el diseño, pero cuando esta razón es mayor que 7, la resistencia a cortante es mayor que la resistencia a flexión de estas vigas; en consecuencia, la flexión rige su resistencia.

1.2.3 FORMACION DE GRIETAS DIAGONALES

La flexión y cortante se combinan en un miembro de concreto reforzado para crear un estado biaxial de esfuerzos. Por lo tanto, cuando los esfuerzos principales de tensión exceden la resistencia de tensión del concreto, se generarán grietas. En las zonas donde existen grandes momentos flexionantes, estos esfuerzos son máximos en la fibra extrema a tensión del miembro y se producen grietas verticales a flexión, y en las zonas donde existe grandes esfuerzos de cortante se generan esfuerzos principales de tensión significativos, también conocidos como tensión diagonal, aproximadamente a 45° respecto al eje del miembro, lo que producirá grietas inclinadas (véase Figura 5).



Figura 5: Agrietamiento en falla a cortante de vigas.

Por lo general, la carga de agrietamiento diagonal que se origina de la flexión y cortante es más pequeña de lo que se esperaría del análisis de esfuerzos principales y de la resistencia a tensión del concreto, lo cual se debe a la presencia de esfuerzos de contracción, a la redistribución de esfuerzos cortantes entre grietas de flexión y al debilitamiento local de una sección transversal por el refuerzo transversal, que provoca un patrón regular de discontinuidades a lo largo de la viga [7].

1.2.4 ESTRIBOS VERTICALES, SU INFLUENCIA SOBRE EL COMPORTAMIENTO A CORTANTE

Para entender como los estribos mejoran el comportamiento de una viga y su resistencia, consideremos el estribo simplemente como refuerzo vertical espaciado a lo largo de la longitud de la viga a distancia no mayores a $0.5d$ centro a centro, bien anclado en la zona de compresión de la viga y por lo regular doblado alrededor de las varillas longitudinales a tensión.

Antes de que el concreto se agriete, los estribos verticales no soportan esencialmente ningún esfuerzo, es posible aunque se genera una pequeña compresión a partir de la contracción vertical del concreto. Sin embargo, el estribo queda sujeto a tensión cuando la grieta diagonal lo intercepta; y esta

tensión controla y limita el avance de la grieta, retardando la falla de la viga hasta que se sujeta a mayores cargas [11].

1.2.5 CAUSAS DE VARIACIÓN DEL EFECTO DE CORTE

Las causas que modifican la capacidad a cortante de una viga son numerosas. Destacaremos únicamente las más significativas y de fácil interpretaciones [14].

- Tipo de carga: las cargas concentradas provocan mayor efecto de corte. Estas cargas aumentan el efecto de corte, de un 20 a un 30%.
- Ubicación de la carga: existe una zona de máximo efecto para las cargas concentradas. La misma se ubica a una distancia aproximada de $a = 3d$.
- Cargas inferiores: las cargas distribuidas ubicadas en la parte inferior de la viga, generan tensión en el alma y en ese caso la armadura de sostén debe ser complementaria a la de corte y calculada por separado.
- Esbeltez de la viga: en el caso de las cargas distribuidas, la capacidad de corte aumenta para esbelteces $l/h < 10$. Es decir, a mayor altura de viga (h), es mejor la resistencia al corte.
- Forma de la sección: de ensayos realizados se determinó una notable variación de los esfuerzos a tensión en los estribos de las vigas, en función de la forma de su sección. Las vigas rectangulares, casi cuadradas, demostraron ser las más efectivas; los estribos trabajan más holgados y acompañan a la viga hasta las cargas de falla. Mientras que en vigas esbeltas, los esfuerzos de tensión de los estribos aumentan casi al doble, en algunos casos.

1.3 ASPECTOS DE DURABILIDAD

1.3.1 DIAGRAMA DE TUTTI

Desde el punto de vista de la corrosión del acero en el concreto, Tutti definió un modelo muy sencillo que representa el tiempo que tarda proporcionando servicios una estructura de concreto. Este modelo se divide en dos periodos [15]:

- Periodo de iniciación: Tiempo en que tarda el agente agresivo en atravesar el recubrimiento, alcanzar el acero y provocar el rompimiento de la capa de óxido protector.
- Periodo de propagación: Comprende la acumulación progresiva del deterioro, hasta que alcanza un nivel inaceptable. En la Figura 6, se aprecia una representación de este modelo.

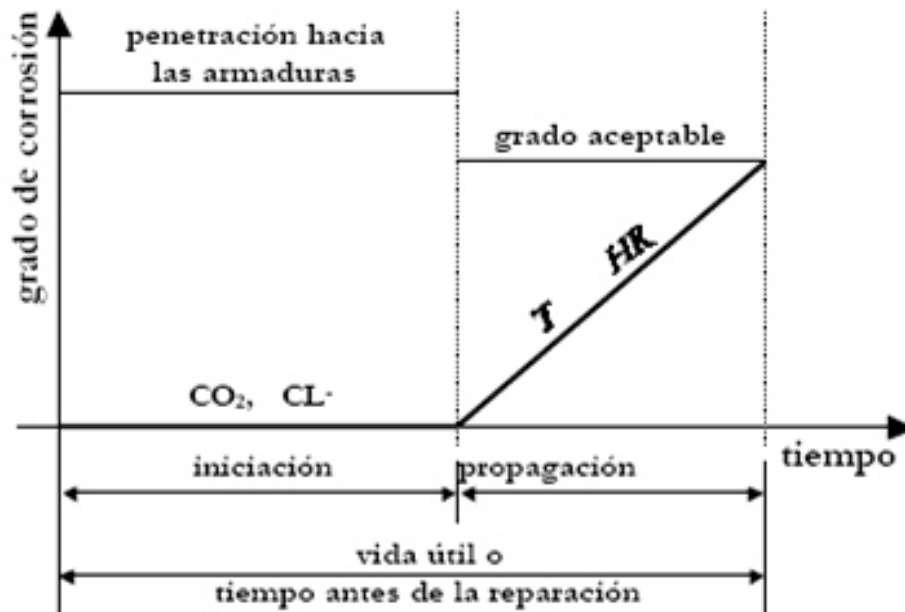


Figura 6: Diagrama de Tutti

1.3.2 EL FENÓMENO DE LA CORROSIÓN

La corrosión es el ataque destructivo de un metal por reacción química o electroquímica con su medio ambiente [16].

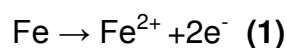
Exceptuando los metales nobles, los demás metales se encuentran en la naturaleza generalmente en forma de compuesto (óxidos, hidróxidos, sulfatos, etc.). Por ello la extracción de los elementos metálicos a partir de tales compuestos requiere el suministro de energía, a través de un proceso de reducción. Esto significa que los metales tenderán, en su vida de servicio, de una forma natural a regresar a estados de inferior nivel energético, y esto es lo que ocurre en los procesos de corrosión, que, oxidando los elementos metálicos suponen una conversión del metal a diferentes compuestos con disminución de la energía

1.3.2.1 EL PROCESO DE CORROSIÓN

Durante el proceso de corrosión en estructuras de concreto la zona anódica y la zona catódica están localizadas en la superficie del acero de refuerzo, mientras que el concreto actúa como el electrolito, completándose así los elementos que se requieren para formar la celda electroquímica. En algunos textos, la celda electroquímica también es llamada “pila de corrosión”, “celda electroquímica”, “celda galvánica” o “celda de daniell” [17].

Una vez que la capa pasiva se rompe, entonces, zonas de corrosión empiezan a aparecer sobre la superficie del acero. Las reacciones químicas son las mismas si ocurre corrosión por ataque de cloruros o carbonatación. Cuando el acero en concreto se corroe, se disuelve en el agua capilar y se libera electrones [18].

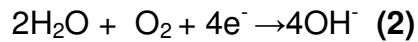
Reacción anódica:



Los dos electrones (2e^-) creados en la reacción anódica (1) deben de ser consumidos en otros lugares sobre la superficie de acero para preservar

neutralidad eléctrica. En otras palabras, no es posible para grandes cantidades de carga eléctrica estar en un solo lugar sobre el acero; otra reacción química debe consumir los electrones. Esta es una reacción que consume agua y oxígeno:

Reacción catódica:



Esto se ilustra en la figura 7. Se observa que iones hidroxilo (2OH^-) son generados en las reacciones catódicas (2). Estos iones aumentan la alcalinidad y por lo tanto la resistencia a la capa pasiva, alejando los efectos de la carbonatación y los iones cloruro en el cátodo. Nótese que el agua y el oxígeno son necesarios en el cátodo al ocurrir la corrosión. La reacción anódica y catódica son solo los primeros pasos en el proceso de creación de la corrosión. Sin embargo este par de reacciones es vital para la comprensión de la corrosión y es ampliamente citado en cualquier debate sobre la prevención de la corrosión del acero en concreto [17]. Estas reacciones serán referenciadas a menudo en este trabajo.

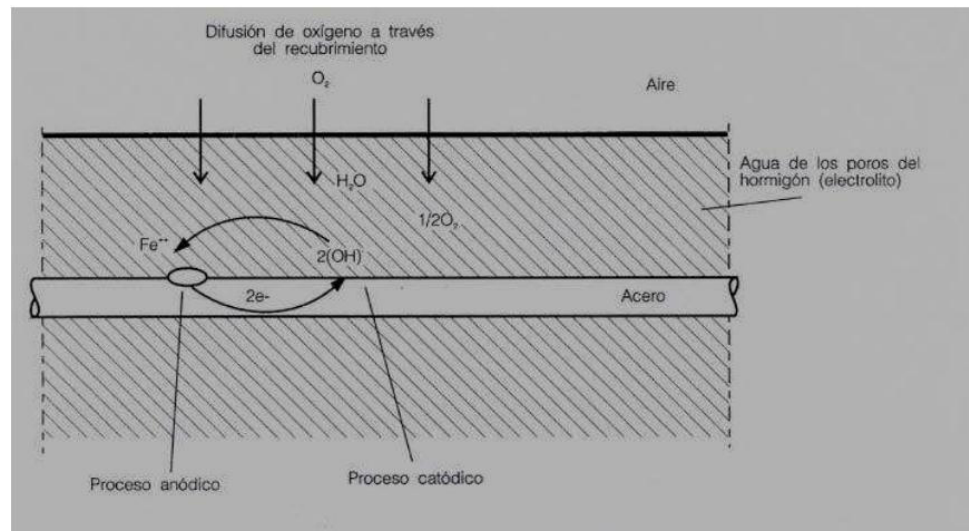
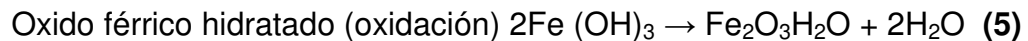
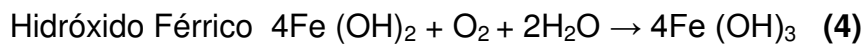
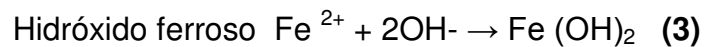


Figura 7: Corrosión del acero en el concreto. Modelo simplificado.

Si el hierro solo se disolviera en el agua capilar (ion ferroso Fe^{2+} es soluble) no veríamos grietas en el concreto. Varias etapas deben ocurrir para que se forme el óxido (corrosión).

Esto puede ser expresado en varias formas; una se muestra a continuación donde el hidróxido ferroso **(3)** se convierte en hidróxido férrico **(4)** y luego a óxido férrico hidratado u oxidado **(5)**:



Óxido férrico deshidratado (Fe_2O_3) tiene un volumen de aproximadamente el doble que el acero. Cuando se vuelve hidratado aumenta su volumen aún más y se vuelve poroso. Esto significa que el aumento de volumen en la interacción acero/concreto de dos a diez veces más. Esto conduce a las grietas que observamos como la consecuencia más común de corrosión del acero en el concreto **[18]**.

1.3.3 TIPOS DE CORROSIÓN

Estos dependen del tipo de material que se está usando y de las características climatológicas y químicas que comprende el material. Aquí se muestran los tipos de corrosión más frecuentes en estructuras de concreto reforzado (véase figura 8).

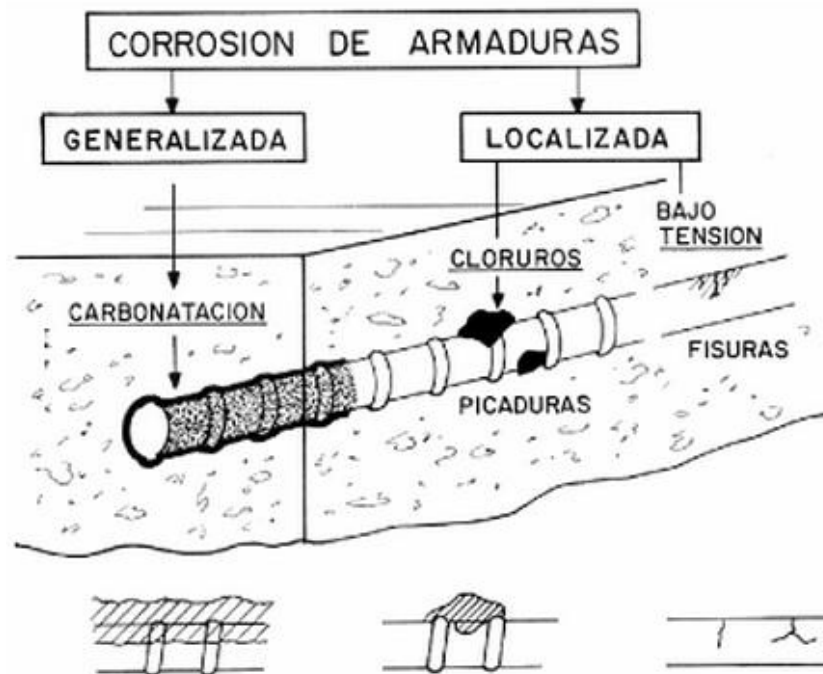


Figura 8: Tipos de corrosión de armaduras.

1.3.3.1 LOCALIZADA

La corrosión localizada actúa solamente en determinadas áreas de la superficie, como se puede observar en la Figura 9. Esto es debido a la heterogeneidad del metal o del medio ambiente. Tiende a profundizarse mucho más rápidamente que la corrosión generalizada, pudiendo ser en extremo peligrosa ya que puede conducir a la falla de una pieza. Su intensidad es difícil de predecir y de controlar. Entre los principales tipos de corrosión localizada se pueden mencionar los siguientes: corrosión galvánica, intergranular, en picaduras, en grietas o hendiduras, bajo esfuerzo, por fatiga, entre otros [19].



Figura 9: corrosión localizada (picadura)

1.3.3.2 UNIFORME

Este tipo de corrosión puede darse cuando el ataque se extiende casi por igual sobre la superficie (véase Figura 10), la velocidad de corrosión uniforme es generalmente baja y predecible, esto hace que el proceso de corrosión sea manejable [19].

En el área de la construcción se presenta comúnmente en los marcos de estructuras metálicas. Sin embargo, es también común cuando la capa pasiva del acero de refuerzo ha sido destruida como resultado de la carbonatación del concreto, o cuando hay una cantidad suficiente de cloruros a lo largo de la varilla [20]. El ataque uniforme se puede prevenir o reducir utilizando (1) materiales apropiados, incluyendo recubrimientos, (2) inhibidores, (3) protección catódica [21], o re-alkalinización electroquímica [22].

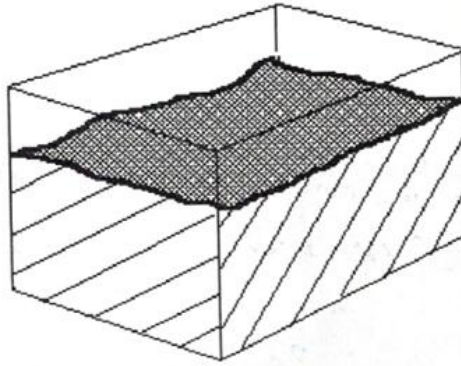


Figura 10 corrosión uniforme

1.3.4 FACTORES QUE AFECTAN Y DESENCADENAN LA CORROSIÓN

1.3.4.1 CLORUROS

La corrosión inducida por cloruros se presenta en nuestro país en estructuras expuestas al medio marino. Los iones cloruro están presentes en el agua de mar, pero es posible que también los desplace el viento de la brisa marina a la zona costera y los deposite en estructuras de concreto cercanas a la línea de mar. Los iones cloruro pueden estar presentes en el concreto de tres maneras: enlazados, adsorbidos y disueltos en el agua que se conserva en los poros, lo que constituye la disolución de poro. Los iones cloruro que son dañinos para el acero de refuerzo son los que se hallan disueltos o libres, pero debido a los equilibrios que se presentan es posible que los que están adsorbidos se incorporen a la disolución y se tornen peligrosos. Sin embargo, es necesario que los cloruros avancen desde el exterior hasta llegar al nivel de la varilla [8].

1.3.4.2 CARBONATACIÓN

Un aspecto que normalmente pasa desapercibido con respecto a la durabilidad de las estructuras de concreto es la carbonatación. La carbonatación del

concreto consiste en la reacción del dióxido de carbono (CO_2) existente en la atmósfera (normalmente en concentraciones del orden de 0.035%) con los componentes hidratados del cemento.

Como resultado de esta reacción se forma carbonato de calcio (CaCO_3) y el pH de la disolución del poro del concreto (normalmente > 12.5) se reduce a valores neutros (~ 8). Esta reducción en pH es responsable de la despasivación del acero de refuerzo y de la subsecuente corrosión del mismo. Debido a la lentitud del proceso, los efectos de la carbonatación en las estructuras de concreto son observables solo después de varios años de haber sido construidas [24].

1.3.5 TÉCNICAS ELECTROQUÍMICAS PARA ESTIMAR LA CORROSIÓN

1.3.5.1 POTENCIAL DE CORROSIÓN

En la actualidad existen diversas técnicas electroquímicas para la evaluación de la corrosión del acero en concreto, tanto en laboratorio como en campo; siendo el potencial de corrosión (E_{corr}) la técnica más sencilla y utilizada en campo, [23].

El potencial de corrosión se mide como la diferencia de potencial (en Volts) contra un electrodo de referencia (media celda). El valor numérico de la diferencia de potencial medido entre el acero en el concreto y el electrodo de referencia dependerá del tipo de electrodo de referencia usado y de la condición de la corrosión del acero en el concreto.

Es esencial conocer el electrodo de referencia que es utilizado para la medida del potencial. En la práctica, los electrodos de referencia con un potencial definido, constante y reproductivo contra el electrodo de hidrógeno estándar (EHE) más utilizados son (véase tabla 1):

Tabla 1: Criterio de probabilidad de corrosión, de acuerdo ASTM C-876-91.

| <i>Cobre/Sulfato de Cobre (E.C.S)</i> | <i>Plata/Cloruro de Plata</i> | <i>Electrodo Estándar de Hidrógeno</i> | <i>Calomel</i> | <i>Rango de Corrosión</i> |
|---|---------------------------------------|--|---------------------------------------|---|
| $> -200 \text{ mV}$ | $> -106 \text{ mV}$ | $> +116 \text{ mV}$ | $> -126 \text{ mV}$ | Bajo (10% de riesgo de corrosión) |
| -200 mV $a-350 \text{ mV}$ | -106 mV a -256 mV | $+116 \text{ mV}$ a -34 mV | -126 mV a -276 mV | Riesgo de corrosión Intermedio |
| $< -350 \text{ mV}$ | $< -256 \text{ mV}$ | $< -34 \text{ mV}$ | $< -276 \text{ mV}$ | Alto (<90% de riesgo de corrosión) |
| $< -500 \text{ mV}$ | $< -406 \text{ mV}$ | $< -184 \text{ mV}$ | $< -426 \text{ mV}$ | Corrosión Severa |

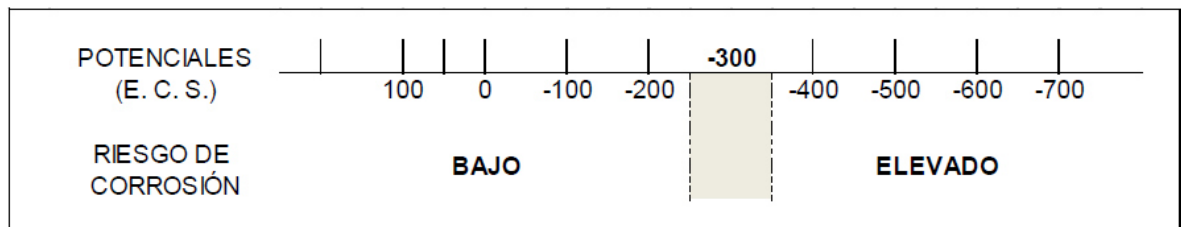


Figura 11: Riesgo de corrosión en función del potencial medido tomando como referencia el E.C.S.

Para el trabajo en situ, el electrodo de cobre sulfato de cobre es suficientemente exacto, aunque los errores puedan presentarse debido a la contaminación de la superficie del concreto con el sulfato de cobre. Los electrodos de calomel y de cloruro de plata se utilizan más en trabajo de laboratorio [3]. Esto se debe a que, la medición del potencial es sensible a cambios que acontezcan en un proceso de corrosión. Un cambio brusco puede indicar el paso de un estado de pasividad a condiciones de actividad y viceversa. Así mismo, adquiere valores característicos para diferentes situaciones de temperatura, agitación, etc [8].

El potencial de corrosión medido no proporciona la información cuantitativa de la velocidad de corrosión real de la varilla, sin embargo, revela el estado superficial de éstas (véase figura 11). Esta información debe ser interpretada en el contexto de datos complementarios de la estructura de concreto (contenido del cloruro, carbonatación, porosidad, etc.) por los especialistas o los ingenieros expertos en el campo de la corrosión y de la evaluación estructural [3].

Como se ha podido observar, el potencial electroquímico es un parámetro muy importante desde el punto de vista termodinámico, ya que permite conocer qué metal se comporta como ánodo y cuál como cátodo. Aún en situaciones en donde un metal presenta diferencias de potencial debido a heterogeneidades superficiales, algunas veces es posible determinar qué zona se encuentra actuando como cátodo y cuál como ánodo. Consecuentemente, el potencial puede ser medido continuamente para detectar si el metal se corroe de acuerdo a la diferencia de potencial entre ambas zonas (véase figura 12) [8].

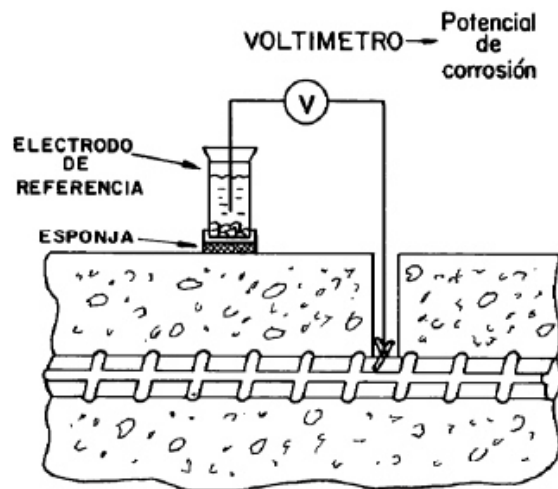


Figura 12: Esquema de la medición del potencial de media celda

1.3.5.2 INTENSIDAD DE CORROSIÓN

Se llama velocidad o intensidad de corrosión (i_{corr}) a la pérdida de metal por unidad de superficie y tiempo. La velocidad de corrosión puede ser expresada en la literatura de diferentes formas: en porcentaje de pérdida de masa, $\text{mm}/\text{cm}^3\cdot\text{día}$, $\text{g} / \text{in}^3\cdot\text{h}$ y mpy milésimas por año [6]. La forma usual de definirla a partir de medidas de tipo electroquímico es en $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ ó, transformando este dato a partir de la densidad del metal, en unidades de penetración ($\text{mm}/\text{año}$) [24]. La velocidad de penetración de corrosión involucra: el peso atómico del hierro, la densidad de corriente de corrosión, la valencia de la molécula del hierro, la constante Faraday y la densidad del hierro. Una clasificación de los valores de velocidad de corrosión en términos de vida útil se presenta en la tabla 2.

Tabla 2: Rango de valores de velocidad de corrosión, de acuerdo al RILEM.

| i_{corr} ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$) | Nivel de corrosión |
|--|---------------------|
| < 0.1 | <i>Despreciable</i> |
| 0.1 – 0.5 | <i>Moderado</i> |
| 0.5 – 1 | <i>Elevada</i> |
| > 1 | <i>Muy elevada</i> |

Existen varios factores que afectan, desencadenan o producen ambos efectos en el proceso de corrosión del refuerzo, a continuación se muestran algunos de los más importantes:

Dosificación del concreto. El concreto debe ser sólido, homogéneo, compacto, resistente y poco poroso, que garantice, además de sus significativas prestaciones mecánicas, la protección del refuerzo de acero de la estructura, de las acciones agresivas de los agentes externos.

La compacidad y la homogeneidad del concreto. La compacidad del concreto es la propiedad más importante del mismo, ya que determina su resistencia a la

penetración de los agentes agresivos externos, siendo inversamente proporcional a la porosidad. La compacidad del concreto está expresada por la cantidad de materia sólida que está contenida por unidad de volumen. Puede afectarse por un mal mezclado y un mal transporte, ya que esto afecta la homogeneidad del concreto, propiciando la segregación de los materiales. Las mezclas con relación agua/cemento baja (< 0.4) son usadas en ambientes agresivos por la alta protección brindada al refuerzo (baja porosidad y alta alcalinidad).

La homogeneidad del concreto es la cualidad por la cual los distintos componentes del mismo aparecen igualmente distribuidos en toda su masa. De tal manera que un concreto que tenga una adecuada compacidad y homogeneidad garantizaría la protección del refuerzo, en el ambiente específico para el cual fue diseñada la mezcla.

Recubrimiento del concreto. El espesor del recubrimiento de concreto es importante para garantizar la protección del refuerzo, dependiendo del ambiente al cual va a estar expuesto. También dependerá del grado de impermeabilidad de éste, que a su vez estará dada por su compacidad y homogeneidad en esa zona. Las normas recomiendan que en ambientes agresivos debe utilizarse una mezcla de calidad con alto contenido de cemento y baja relación agua/cemento, garantizando así que espesores de 5 y 7.5 cm permitan una alta durabilidad de la estructura [24].

Influencia del contenido de agua en el concreto. El contenido y el coeficiente de difusión de oxígeno en el concreto dependen principalmente de la calidad o de la permeabilidad del concreto y del contenido de agua en el concreto, también de la humedad relativa (HR) del ambiente [25]. Asimismo, aunque el ambiente exterior esté seco, el interior del concreto no se seca más que cuando tales circunstancias permanezcan por largo tiempo [24]. Sin embargo, en un concreto con alto contenido de humedad, el coeficiente de difusión de oxígeno es muy bajo puesto que el oxígeno tiene que difundir a través del agua en los poros que es un proceso mucho más lento que en el vacío [25].

Es importante considerar que las condiciones de despasivación en la superficie de acero es el requisito fundamental para comenzar la corrosión mientras que otros factores (por ejemplo: disponibilidad del oxígeno y de la humedad) determinarán la velocidad de corrosión cinética [26].

1.3.6 INFLUENCIA DEL CONCRETO EN LA CORROSIÓN DEL ACERO

1.3.6.1 RESISTIVIDAD

La resistividad eléctrica es una propiedad de cada material y corresponde al recíproco de su conductividad, su unidad de medida es el ohm-cm. Depende en gran proporción del grado de saturación de los poros del concreto y en menor grado de la hidratación de la pasta y de la presencia de las sales disueltas en la fase acuosa. Es función de variables tales como el tipo de cemento, las adiciones inorgánicas, la relación agua/cemento, y la porosidad de la estructura entre otras [24].

La resistividad eléctrica es una propiedad que tiene una influencia sobre el mecanismo de corrosión en las estructuras de concreto reforzado, a continuación se mostrara una clasificación de los valores en términos de vida útil (tabla 3).

Tabla 3: Rango de valores de resistividad eléctrica, de acuerdo DURAR.

| <i>Criterios de evaluación (K.Ω -cm)</i> | <i>Nivel de riesgo de corrosión</i> |
|--|---|
| <i>$\rho > 200$</i> | <i>Poco</i> |
| <i>$10 < \rho < 200$</i> | <i>Moderado</i> |
| <i>$\rho < 10$</i> | <i>Alto</i> |

1.4 TÉCNICAS ELECTROQUÍMICAS DE REPARACIÓN

De acuerdo con las expresiones que se encuentran en 1.3.2.1 la corrosión ocurre por el movimiento de la carga eléctrica desde el ánodo (área cargada positivamente donde el acero se disuelve) hacia el cátodo (área de acero cargada negativamente donde una reacción de balanceo de la carga ocurre convirtiendo el oxígeno y agua en iones hidroxilo. Esto significa que el proceso es eléctrico y químico a la vez, es decir, electroquímico.

Una solución para este problema es aplicar un tratamiento electroquímico que prevendrá o eliminará la corrosión en toda la porción de la estructura, elemento o área tratada. Los métodos electroquímicos trabajan colocando un ánodo externo y pasando corriente desde este hacia el acero, y el acero se convierte en el cátodo (véase figura 13) [27].

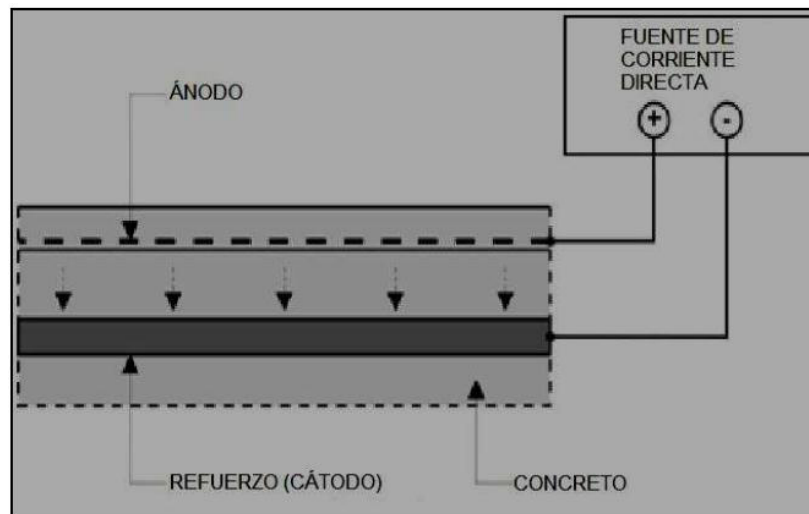


Figura 13: Representación de la aplicación de técnicas electroquímicas.

1.4.1 EXTRACCIÓN ELECTROQUÍMICA DE CLORUROS (EEC)

Como hemos determinado anteriormente, el ion cloro es un catalizador de la corrosión. Por estar cargado negativamente, podemos utilizar el proceso electroquímico para repeler el ion cloro de la superficie del acero y moverlo hacia el ánodo externo este método (EEC) utiliza un ánodo temporal y una

carga eléctrica más grande que la que utilizada en la protección catódica (PC). Pero es similar en cierta forma (véase figura 14) [28].

Los iones cloro al tener carga negativa, migran en el campo formando por la corriente eléctrica desde el acero hacia la superficie del concreto, donde se encuentra situado el ánodo externo. Como resultado de la migración de los iones disueltos en la solución porosa del concreto y de las reacciones que ocurren en los electrodos, hay cambios en la concentración de los iones que intervienen en la extracción [29].

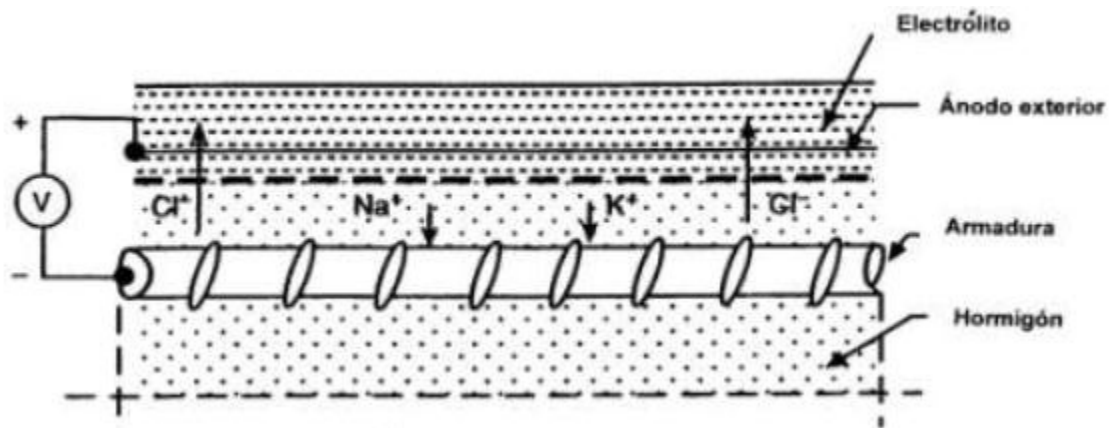
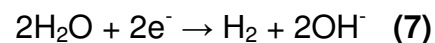
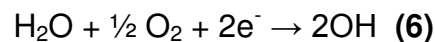


Figura 14: Esquema del funcionamiento de la extracción electroquímica de cloruros.

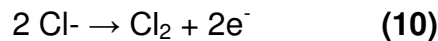
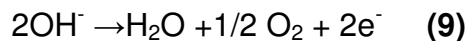
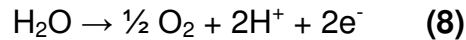
En el cátodo, el agua se reduce a iones hidroxilo. Después de consumirse el oxígeno disponible de acuerdo a la ecuación (6), lo cual ocurre en menos de 24 horas, la reacción catódica que se produce es la (7), generándose iones hidroxilo e hidrógeno gas. De este modo en el cátodo hay una producción continua de iones OH⁻ que se mueven hacia el ánodo, y como consecuencia un aumento de la concentración en el refuerzo cercano.



En el ánodo, de acuerdo con la ecuación (8), se produce la electrólisis del agua después de agotados los iones OH⁻ según (9) cuando en el ánodo se usa agua como electrolito exterior, la única reacción que puede darse inicialmente es la

(10) porque no existe ninguna sal. Los iones H^+ formados se mueven hacia el cátodo, encontrándose con los iones Cl^- que se mueven en la dirección contraria. Los iones OH^- se neutralizan formando agua, con los iones Cl^- se forma ácido clorhídrico, midiéndose valores de Ph entre 1.5 y 3.

De acuerdo con la ecuación (10) los iones cloruro que llegan al ánodo se descargan formando gas cloro.



A continuación se presentaran algunas características que con lleva el uso de la extracción electroquímica de cloruros. (Véase tabla 4).

Tabla 4: Características de la extracción electroquímica de cloruros.(Alfonso cobo escamilla)

| Extracción electroquímica de cloruros | |
|---------------------------------------|-----------------------------------|
| Objetivo de la protección. | Pasivar el acero, extraer cloruro |
| Duración de la polarización. | Temporal (6-10 semanas) |
| Densidad de corriente. | 0.8 – 2 A/ m ² |
| Cloro extraído para 8 semanas | Cerca del 50% |

1.5 ANTECEDENTES

Los investigadores B. B. Adhikary y H. Mutsuyoshi en 2006 estudiaron la capacidad de recuperar la resistencia a cortante por tensión diagonal en vigas de concreto reforzado, a través de varias técnicas de reforzamiento. Se fabricó una serie de vigas de control, diseñadas para que presentaran un modo de falla por cortante, para así evaluar la restitución de la resistencia a corte a través de los distintos tipos de reforzamiento. Otras series de vigas fabricadas con el mismo diseño se reforzaron con placas de acero, bandas verticales de acero en la zona de los estribos y estribos externos en forma de tensores. Se encontró

que la forma de reforzamiento más efectiva fue la de estribos externos, que aumentó la capacidad de reforzamiento en un 117% con respecto a las vigas control y cambió la manera de falla de una falla por cortante frágil a una falla por flexión [30].

En el año 2006 A. Bimal Babu y M. Hiroshi analizaron el comportamiento a cortante de vigas de concreto con estribos interiores, reforzadas por cortante con placas de acero exteriores. Los resultados de los ensayos confirmaron la eficiencia del reforzamiento, la resistencia a cortante de la viga con reforzamiento incrementó a medida que las características (tamaño y espesor) de la placa aumentaban [31].

C.A. Juárez et. Al. en 2011 analizaron el comportamiento a cortante en vigas de concreto reforzado con estribos interiores deterioradas por corrosión incipiente, moderada y severa, los resultados de este trabajo confirmaron que el nivel de deterioro incipiente no afectó significativamente la resistencia última a cortante de las vigas con respecto a las de control, pero las vigas con deterioro moderado y severo disminuyeron hasta un 30% aproximadamente la resistencia última a cortante con respecto a las de control [32].

En 2012 Rodríguez et. Al. Monitorearon el E_{corr} de probetas de concreto con acero antes y después de utilizar la extracción electroquímica de cloruros (EEC) y la cantidad de cloro removido después de la técnica. Las probetas fueron deterioradas desde su preparación añadiendo un 2 % de NaCl, los resultados de este trabajo confirmaron que la extracción de cloruros de la probeta es proporcional al tiempo de duración de la técnica electroquímica, también se pudo observar la disminución del potencial de corrosión [33].

Se analizó en 2014 la influencia que tienen los estribos en la eficiencia de la extracción electroquímica de cloruros. Los resultados mostraron que, mientras que se utilizaron estribos los iones cloruro encerrados en ellos no podían ser removidos del concreto por la extracción electroquímica de cloruros. Sin

embargo, las señales electroquímicas mostraron que después del tratamiento de la extracción electroquímica de cloruros la tasa de corrosión disminuyó y el potencial de corrosión se convirtió en más noble. Además, la extracción electroquímica de cloruros puede inducir la lixiviación de iones de calcio en el interior de concreto [34].

En 2015 se realizó un estudio preliminar de los efectos de la corrosión del estribo sobre el rendimiento de la adherencia del acero de refuerzo en el concreto. Los resultados de las pruebas mostraron que el 15 % de la pérdida de masa del estribo era un nivel de corrosión peligrosa. Los parámetros de las curvas de adherencia - deslizamiento de este nivel la corrosión estaban cerca de la de sin estribos [35]

El comportamiento a cortante en vigas de concreto con estribos interiores deteriorados por corrosión severa reforzadas con 3 formas distintas (CFRP, tensores, estribos en U) fue analizado por C.A. Juárez et. Al. En 2015, los resultados de este trabajo confirmaron que el reforzamiento con fibra de carbono fue la opción más adecuada ya que incremento su resistencia a cortante hasta un 25% con respecto a la resistencia de las vigas sin deterioro. El método de estribos en “U” mostro un comportamiento similar en cuanto a resistencia a cortante con respecto a las vigas con deterioro severo por corrosión es decir no apporto reforzamiento alguno. El reforzamiento con tensores restituyó la resistencia por cortante inicial en promedio de las vigas control sin deterioro [36].

1.6 JUSTIFICACIÓN

La corrosión de las estructuras de concreto reforzado es generada por ambientes agresivos que dañan los elementos estructurales.

Por lo general la corrosión en las vigas de concreto reforzado comienza a presentarse en el acero transversal ya que éste es el más próximo a la superficie del concreto, por lo tanto es muy importante analizar este fenómeno ya que los estribos son los que aportan en conjunto con el concreto la resistencia al esfuerzo cortante.

La corrosión causada por cloruros en estas estructuras de concreto reforzado se presenta en lugares como las zonas costeras. México cuenta con 17 estados con litoral marítimo, Teniendo una longitud total de 10,143 km, por lo que es necesario estudiar este fenómeno ya que existen grandes probabilidades de que muchas estructuras de concreto reforzado se vean deterioradas por este problema de corrosión.

Por otra parte no es suficiente con rehabilitar mecánicamente las estructuras de concreto reforzado dañadas por corrosión causada por los cloruros sino que también es necesario aplicar un método electroquímico, esto con el fin de restituir también su resistencia por durabilidad

En la actualidad se utilizan dos técnicas electroquímicas para proteger de los cloruros a las estructuras de concreto reforzado: protección catódica y extracción electroquímica de cloruros.

En esta investigación se trabajará con la técnica de extracción electroquímica de cloruros ya que esta tiene ventajas para las circunstancias de este proyecto que no se tienen con el método de protección catódica, por ejemplo: la extracción electroquímica de cloruros se aplica con una corta duración de tiempo en las estructuras de concreto reforzado a diferencia de la técnica de protección catódica que es permanente y hasta que el elemento estructural cumpla con su vida útil. Por lo tanto, en la extracción electroquímica de cloruros se necesita menor supervisión y mantenimiento que en el de la protección

catódica, siendo la extracción electroquímica un proceso más eficiente y más económico, para la propuesta experimental.

También se rehabilitarán mecánicamente las vigas con placas y tensores de acero que produzcan esfuerzos de compresión en la zona a cortante con el fin de que cumplan satisfactoriamente con su vida de servicio y así se eviten gastos innecesarios y costosos en reconstrucciones de elementos estructurales.

Por último el presente estudio pretende entender la influencia del reforzamiento en las vigas de concreto armado afectadas por corrosión en el refuerzo por cortante, comparando la recuperación estructural de las vigas reforzadas con tensores y placas de acero contra las vigas de referencia.

Los resultados que se esperan tendrán un impacto económico y técnico beneficioso para nuestro país al ser útiles para la industria de la construcción, al mismo tiempo que generan un aporte al conocimiento universal.

1.7 HIPÓTESIS

Es factible la rehabilitación integral de un elemento estructural de concreto reforzado deteriorado por corrosión severa, mediante la aplicación de la técnica de extracción electroquímica de cloruros y el reforzamiento mecánico. Ambos procedimientos actuando de forma combinada, permitirán incrementar la vida residual y restituir la resistencia mecánica a cortante por tensión diagonal hasta un nivel satisfactorio de seguridad del elemento estructural.

1.8 OBJETIVOS

1.8.1 OBJETIVOS GENERALES

Evaluar experimentalmente la aportación de un método de reforzamiento mecánico y la extracción electroquímica de cloruros, en la restitución de la resistencia a cortante por tensión diagonal y el incremento de la vida residual respectivamente, en vigas con deterioro por corrosión severa en los estribos

1.8.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Determinar el nivel de corrosión de las vigas en estudio antes y después de la intervención de la técnica electroquímica.
- Evaluar experimentalmente el reforzamiento mediante el uso de placas y tensores de acero en la zona del cortante, como un método de restitución de la resistencia mecánica en vigas deterioradas por corrosión en los estribos.
- Aplicar la técnica de la extracción electroquímica de cloruros para incrementar la vida residual del elemento estructural.
- Analizar los resultados experimentales obtenidos de los ensayos mecánicos realizados en las vigas de concreto reforzado. Con la finalidad de predecir el nivel de restitución de la resistencia a cortante.
- Analizar los resultados electroquímicos que permitan predecir teóricamente el incremento de la vida residual utilizando los datos experimentales obtenidos de los especímenes.

Capítulo 2

METODOLOGÍA

2 MÉTODOS DE INVESTIGACIÓN.

2.1 DIAGRAMA DE FLUJO EXPERIMENTAL.

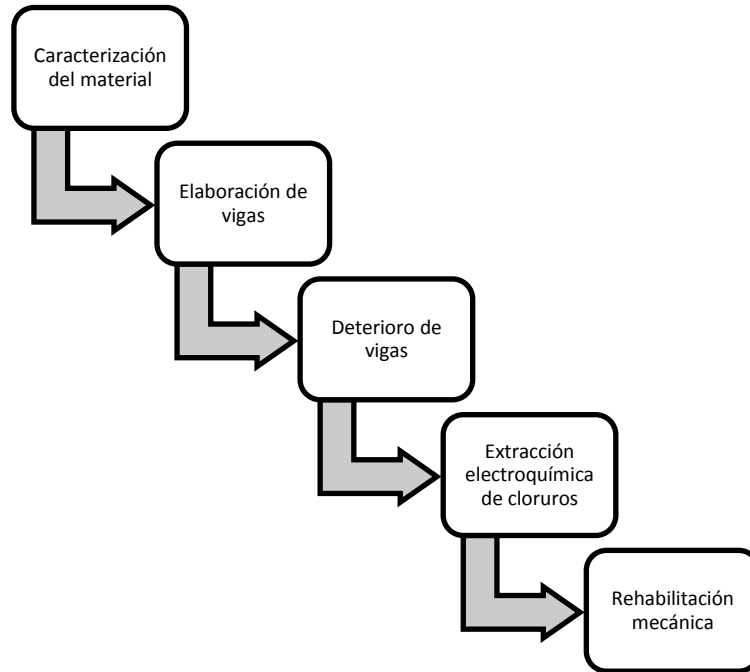


Figura 15: Diagrama de flujo experimental.

2.2 DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS VIGAS

Las vigas de concreto se diseñaron estructuralmente a flexión y a cortante de tal manera que el modo de falla se presentara primero por cortante y no por flexión; a continuación, se indica el procedimiento utilizado para el diseño de las vigas empleadas en el experimento de acuerdo al código del ACI-318-11 [37].

2.2.1 DIMENSIONES DE LA VIGA.

Las dimensiones de las vigas de concreto reforzado fueron de 200 cm x 20 cm x 35 cm (véase Figura 16). De acuerdo a lo mencionado en el Capítulo 1 Sección 1.2.2, se determinó que el claro de cortante “a” es igual a 60 cm y el peralte efectivo “d” igual a 29.8 cm (véase Figura 2); obteniendo así una relación $a/d = 2.07$.

Una vez definidas las dimensiones generales de las vigas se procedió al análisis estructural y diseño de las mismas, el cual se obtuvo de acuerdo con las recomendaciones del código del ACI-318-11 [37].

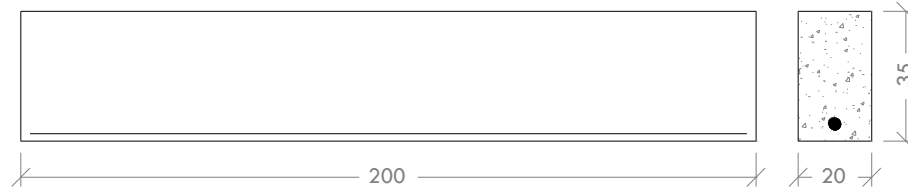


Figura 16: Dimensiones generales de las vigas.

2.2.2 APORTACIÓN DEL CONCRETO EN LA RESISTENCIA A CORTANTE.

El mecanismo de falla por cortante, especialmente en las vigas con $2.5 < a/d < 7$, depende considerablemente de la resistencia a tensión del concreto [4]. Por este motivo, el ACI [37] ha optado por una ecuación de diseño semiempírica relativamente simple, con base en los resultados de numerosas pruebas. La ecuación antedicha predice la resistencia que aporta el concreto por cortante en vigas para la mayoría de los casos, tomando en cuenta factores tales como la resistencia a la compresión del concreto (11).

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d \quad (11)$$

Dónde:

V_c = Resistencia a cortante del concreto en kg

f'_c = Esfuerzo a compresión del concreto en kg/cm^2

d = Peralte efectivo en cm

b_w = Ancho del alma en cm

2.2.3 Aportación del refuerzo en la resistencia por cortante

El refuerzo transversal se calculó mediante la ecuación (12). Se definió la separación de los estribos de acuerdo con lo mencionado por el ACI-318-11 [37], donde se indica que la separación máxima entre estribos no debe ser mayor que la mitad del peralte efectivo (0.5d).

$$V_s = \frac{A_v * F_y * d}{s} \quad (12)$$

Donde;

V_s = Resistencia a cortante de los estribos en kg.

A_v = Área de acero transversal en cm^2 .

F_y = Esfuerzo de fluencia del acero en kg/cm^2 .

d = Peralte efectivo en cm.

s = Separación entre estribos en cm.

2.2.4 Resistencia nominal a cortante

La resistencia nominal a corte de la sección, es la resistencia nominal V_n , estará conformada por la contribución del concreto (V_c) y la contribución del acero (V_s). Se representa en la ecuación (13) [37].

$$V_n = V_s + V_c \quad (13)$$

Donde;

V_n = cortante nominal en kg.

2.2.5 Resistencia nominal a flexión.

El cortante crítico se encuentra a una distancia “d” del apoyo, pero al tratarse de cargas puntuales, el cortante actúa en todo el claro de cortante. Para asegurar

la falla de tipo cortante, es necesario usar 5 varillas del No.5 (1.6 cm de diámetro) con un área total= 9.89 cm², como refuerzo a flexión (véase figura 17), con este refuerzo se garantizó que la carga que produce este momento nominal (Mn), dado por la ecuación (14), fuera al menos 2.5 veces mayor que la carga de falla que se produce por cortante último [37].

$$Mn = A_s * f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (14)$$

$$a = \frac{A_s * F_y}{0.85 * f'c * b} \quad (15)$$

Donde;

Mn=Momento nominal en kg–cm.

A_s=Área de acero longitudinal en cm².

F_y=Esfuerzo de fluencia del acero en kg/cm².

d=Peralte efectivo en cm.

a=Profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos en cm.

f'c=Esfuerzo a compresión del concreto en kg/cm².

b=Ancho de compresión en cm.

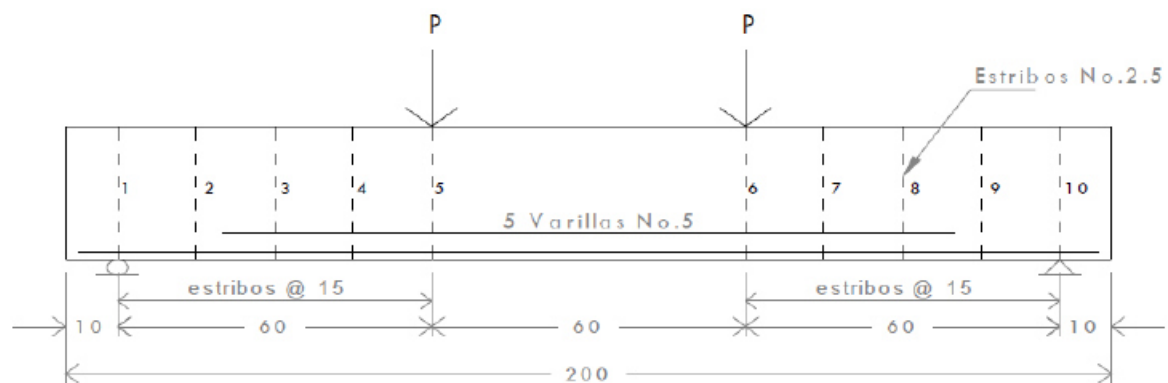


Figura 17: detalle del refuerzo longitudinal y transversal

2.3. CARACTERIZACIÓN DE LOS MATERIALES

2.3.1. Concreto

Se fabricó concreto mezclado con apego a la norma ASTM C685 [42] en el laboratorio, con una relación a/c= 0.55, a base de cemento Portland tipo CPC 30R y agregados calizos (véase tabla 5 y 6).

Tabla 5: Proporcionamiento para concreto $f'c= 250 \text{ kg/cm}^2$ (Kg/m^3).

| MATERIALES | MATERIAL SECO SIN |
|---------------|--------------------------------------|
| | AGUA DE ABS. (kg/m^3 de C) |
| Agua reacción | 216.00 |
| Cementante | 392.73 |
| Ag. grueso | 984.00 |
| Ag. fino | 723.59 |
| Aire 2.0% | |

Tabla 6: Propiedades de los materiales utilizados para la fabricación del concreto (Kg/m^3).

| Concreto | |
|-------------------------|--------|
| Cemento: | |
| Densidad | 3100 |
| Agregado grueso: | |
| PVSS | 1517 |
| PVVS | 1640 |
| Densidad | 2720 |
| TMA | 19 mm |
| Absorción | 0.4 % |
| Agregado fino: | |
| PVSS | 1720 |
| Densidad | 2610 |
| Absorción | 2.24 % |
| M.F. | 2.8 |
| Agua: | |
| Densidad | 1000 |

Dónde:

PVSS= Peso volumétrico seco suelto.

PVVS= peso volumétrico varillado seco.

TMA= Tamaño máximo de agregado.

MF= Modulo de finura.

Pruebas en estado fresco

Se determinó la consistencia del concreto, que forma parte de la trabajabilidad y se define como la capacidad de colocación y compactación apropiada de la mezcla de concreto, permitiendo su acabado sin segregación ni sangrado excesivo, así como moldeabilidad y adherencia con el acero de refuerzo. En esta investigación la consistencia del concreto se midió en términos de revenimiento (véase figura 18), verificando así la trabajabilidad del mismo según el método de prueba ASTM C 143 [38].



Figura 18: Prueba de revenimiento en concreto fresco.

Pruebas en estado endurecido

Para verificar la resistencia a la compresión del concreto utilizado en esta investigación, se fabricaron nueve cilindros de concreto de 15 x 30 cm, mediante el procedimiento indicado en la norma ASTM C 192 [39], simultáneamente con la fabricación de las vigas. Se determinó su resistencia a la compresión a los 7, 14 y 28 días de edad (véase figura 19) mediante el procedimiento indicado en la norma ASTM C 39/C39M [40].

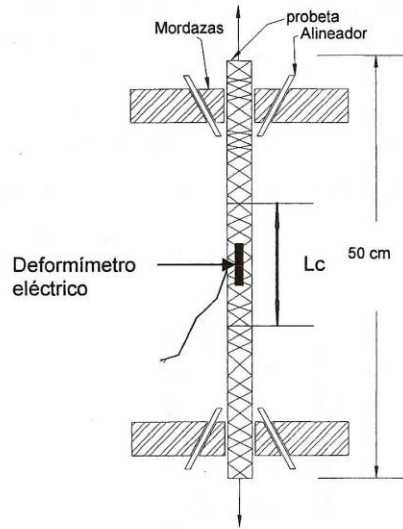


Figura 19: Fabricación y ensaye a compresión de cilindros de concreto.

2.3.2. Acero de refuerzo.

Se utilizaron 2 tipos de varilla de refuerzo, para el refuerzo: longitudinal se utilizaron varillas No. 5 (1.6 cm de diámetro). Para el refuerzo transversal (estribos) fueron varillas No. 2.5 (0.8 cm de diámetro).

Para verificar las propiedades mecánicas tales como la resistencia a la fluencia y resistencia a la fractura del acero de refuerzo transversal y longitudinal, se realizaron ensayos de varillas a tensión en una máquina Universal Tinus Olsen, esto de acuerdo a la norma NMX-C-407-ONNCCE (véase figura 20) [41].



(a)



(b)

Figura 20: Ensaye a tensión, a) Arreglo del ensayo a tensión del refuerzo, b) Ensaye del refuerzo transversal

2.4. HABILITADO Y PREPARACIÓN DEL ACERO DE REFUERZO

2.4.1. Refuerzo longitudinal.

El refuerzo longitudinal se colocó en dos camas con separación de 2 cm, teniendo la primera tres varillas con una longitud de 195 cm y la segunda dos varillas con una longitud de 140 cm.

La superficie de éstas fue limpiada manualmente con un cepillo de cerdas metálicas, para retirar el óxido superficial. Posteriormente se recubrió con una pintura epóxica, esto con el fin de evitar su deterioro por corrosión. Para eliminar el puente galvánico que existe entre el acero longitudinal y el transversal se recubrieron los puntos de contacto con cinta de aislamiento eléctrico, además de unir el acero longitudinal con el transversal con cinchos de plástico (véase figura 21).



Figura 21: Varillas longitudinales de 5/8" preparadas para evitar su deterioro

2.4.2. Refuerzo transversal

En el refuerzo transversal se utilizaron estribos del número 2.5, los estribos tuvieron una dimensión de 30 cm. de alto por 15 cm. de ancho, y una longitud final de 110 cm, los estribos se colocaron a cada 15 cm de separación, solamente en la zona a cortante.

En el estribo se colocó un cable de cobre, esto con el fin de poder transmitir corriente eléctrica por medio de fuentes de poder y generar el deterioro por corrosión además de tomar valores de potencial de corrosión desde el exterior de la viga.

2.5. FABRICACIÓN DE VIGAS DE CONCRETO REFORZADO.

Se fabricaron 10 vigas de concreto reforzado con las siguientes dimensiones (200 cm. x 35 cm. x 20cm.). Iniciando por el cimbrado de estas, se utilizó moldes metálicos, posteriormente lubricados con el propósito de facilitar el desmolde de las vigas. Prosiguiendo fue colocado el armado dentro de la cimbra metálica

procurando que todo el estribo tuviera un recubrimiento de 2.5 cm (véase figura 22).

El colado de las vigas se realizó en capas: primero se colocó el concreto, hasta llegar a la mitad del peralte de la viga (aproximadamente 17.5 cm) luego se compactó utilizando un vibrador de 115 volts, en tramos de aproximadamente 15 cm, a lo largo de las vigas, y a una profundidad aproximada de 8 cm; evitando hacer contacto con el refuerzo, para no ocasionar posibles desacomodos de las varillas y de los estribos. Una vez colada la primera capa y realizado el vibrado, se procedió a colocar el resto del concreto; con el mismo procedimiento seguido para la primera capa, sólo que el vibrador se introdujo a la mitad del peralte de la viga. Finalmente, se enrazó la parte superior de las vigas, procurando que éstas quedaran completamente niveladas, dando con esto su acabado final.

El día siguiente se procedió a descimbrar las vigas e inmediatamente se prosiguió con el curado colocando telas sobre-saturadas con agua sobre todo el perímetro de las viga, Este tipo de curado se mantuvo durante 28 días, por último se identificarán de acuerdo con la información de la tabla 7.



Figura 22: Cimbrado y habilitado de acero de refuerzo.

Tabla 7: Nomenclatura de las vigas.

| Designación | Resistencia del concreto (kg/cm ²) | Refuerzo longitudinal | Refuerzo transversal | Nivel de corrosión | Ensaye hasta P.max | Ensaye hasta P. fractura |
|-------------|--|-----------------------|-----------------------------|--------------------|--------------------|--------------------------|
| Viga Ref1 | | | | Sin deterioro | ----- | Sin refuerzo |
| Viga Ref2 | | | | Sin deterioro | ----- | Sin refuerzo |
| Viga 10 | | | | severo | ----- | Con refuerzo |
| Viga 11 | | | | severo | ----- | Con refuerzo |
| Viga 12 | 250 | 5 vs. No.5 | 10 estribos No. 2.5 @ 15 cm | severo | Sin refuerzo | Con refuerzo |
| Viga 13 | | | | severo | Sin refuerzo | Con refuerzo |
| Viga 14 | | | | severo | Sin refuerzo | Con refuerzo |
| Viga 15 | | | | severo | Sin refuerzo | Con refuerzo |
| Viga 16 | | | | severo | Sin refuerzo | Con refuerzo |
| Viga 19 | | | | severo | Sin refuerzo | Con refuerzo |

Nota: a partir de la viga 12 cada viga se ensayó hasta la carga máxima sin refuerzo y posteriormente reforzada hasta la carga de fractura.

2.6. ESTIMACIÓN TEÓRICA DE LA PÉRDIDA DE SECCIÓN DEL REFUERZO TRANSVERSAL.

En esta investigación se estimó teóricamente la pérdida de sección del refuerzo transversal utilizando la ecuación (16) recomendada por la RED DURAR [24], la cual involucra la corriente galvánica suministrada y el tiempo de exposición a dicha corriente.

$$\emptyset_t = \emptyset_i - 0.023 * i_{corr} * t \quad (16)$$

Donde:

\varnothing_t = diámetro remanente en mm con respecto al tiempo, t.

\varnothing_i = diámetro inicial, en mm.

t = tiempo, en años.

i_{corr} = velocidad de corrosión, $\mu A/cm^2$.

La Figura 23 presenta la reducción teórica del diámetro y la sección transversal del estribo en función del tiempo de aplicación de la corriente galvánica de $200 \mu A/cm^2$. Dicha combinación de parámetros (reducción de la sección y reducción de diámetro) indicaría un alto nivel de deterioro comprometiendo la integridad y durabilidad de la estructura según DURAR [26].

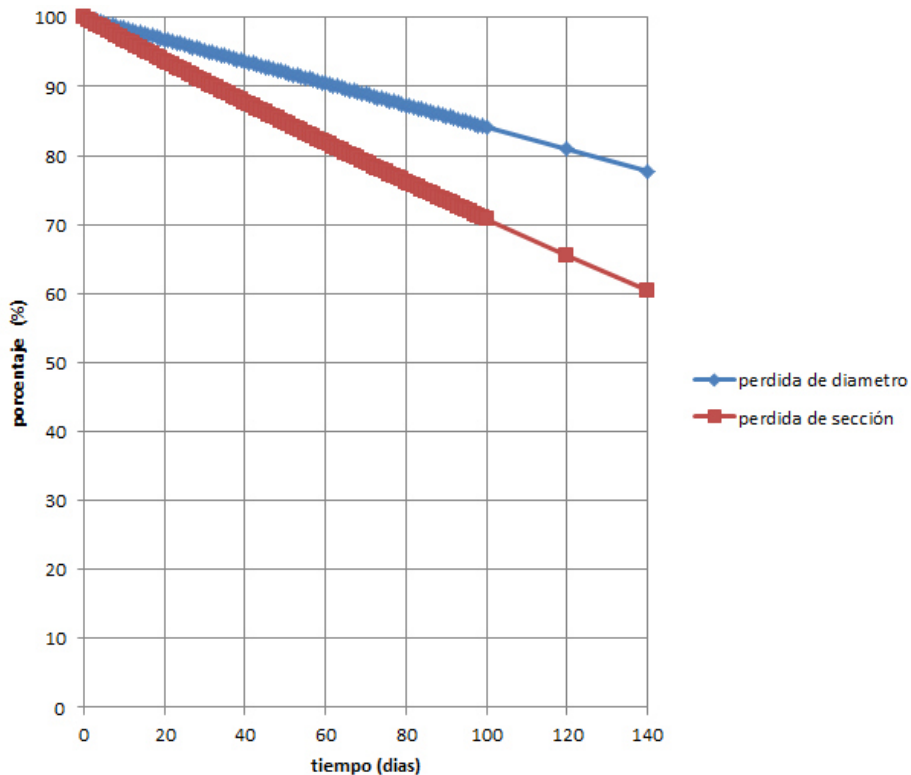


Figura 23: Estimación teórica de la reducción de diámetro y sección del estribo.

2.7. INDUCCIÓN DEL DETERIORO EN LAS VIGAS DE CONCRETO.

2.7.1. Humectación de las vigas.

El proceso de inducción de corrosión acelerada en el refuerzo transversal de las vigas, se realizó utilizando una solución de 3.5% de NaCl (similar a la concentración de salinidad promedio del mar) [43]. La humectación de las vigas se llevó a cabo por medio de esponjas de poliuretano, con dimensiones de 60 cm x 30 cm x 2 cm, las cuales se colocaron en la zona de los estribos, esto para mantener el campo eléctrico debido a la humectación del concreto. Estas esponjas fueron humectadas diariamente, a través de un aspersor y por goteo (véase figura 24).



Figura 24 Humectación localizada de las vigas

2.7.2. Aplicación de corriente impresa

Después de una semana de humectación de las vigas, se inició con la aplicación de corriente galvánica (véase figura 25). Para ello se introdujo un densidad de corriente de $200 \mu\text{A}/\text{cm}^2$, estudios reportan que una densidad de $100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ acelera el proceso de corrosión de tal manera que produce una

pérdida de sección del refuerzo que compromete la integridad y la durabilidad de la estructura, se propuso utilizar el doble de corriente, para lograr el nivel de deterioro severo en menor tiempo; se aplicó la corriente durante 65 días para alcanzar el nivel de deterioro severo [32].

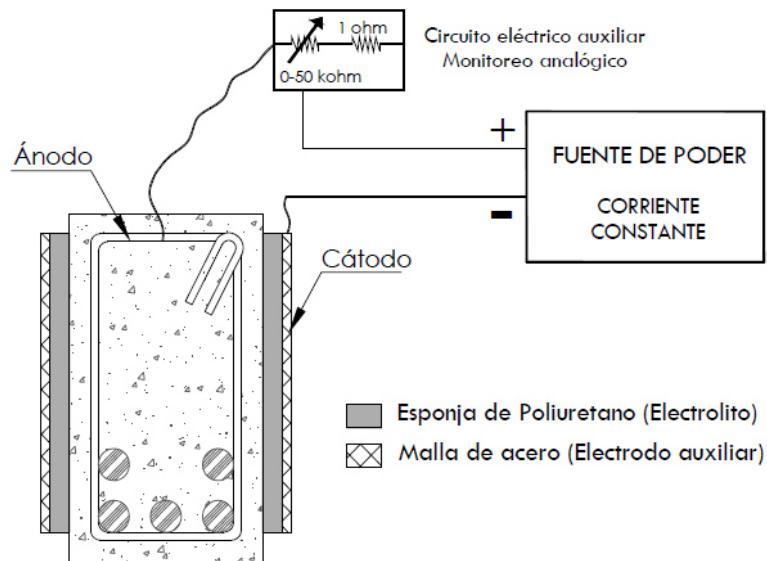


Figura 25: Esquema utilizado para la inducción del deterioro [33].

2.8. EVALUACIÓN DEL DAÑO POR CORROSIÓN

2.8.1. Inspección visual.

En la inspección visual se realizó un reporte detallado con fotografías, en el cual, se registraron, los signos aparentes de corrosión tales como el color, extensión y curso de las manchas de óxidos, también se identificó la ubicación y dirección de grietas además de las zonas con desprendimiento del recubrimiento del concreto (véase figura 26). Este proceso permitió determinar si el problema se presentó por igual en todas las vigas, o si existen diferencias por causas locales.



Figura 26: Condición superficial del concreto después del deterioro.

2.8.2. Potencial de corrosión.

En esta investigación el potencial de corrosión fue medido después del deterioro y de la extracción electroquímica de cloruros, utilizando un multímetro y un electrodo de referencia de calomel de acuerdo con la norma ASTM C 876 [44]. La figura 27 representa el esquema con el que se realizó la medición.

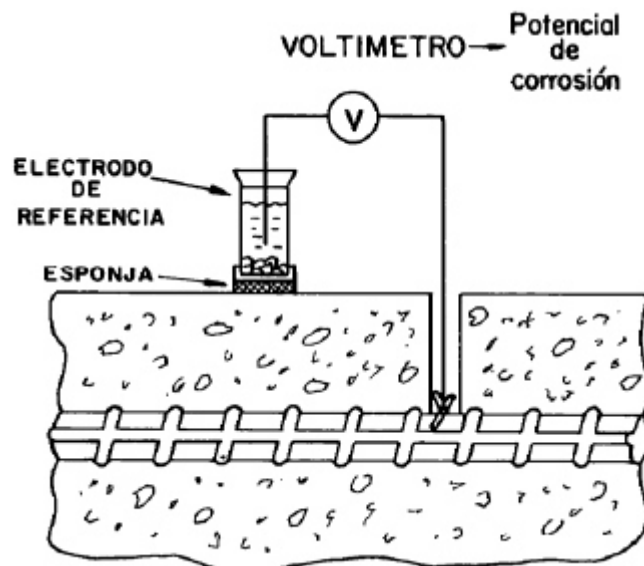


Figura 27: Esquema utilizado para la toma de potenciales de corrosión.

2.8.3 Resistividad

La resistividad eléctrica fue tomada con el equipo llamado “Resipod Proceq” (véase figura 28) el cual es una sonda Wenner de 4 puntos totalmente integrado y diseñado para medir la resistividad eléctrica del concreto en una prueba completamente no destructiva. Las mediciones fueron tomadas entre los estribos, esto con el fin de obtener solamente la resistividad del concreto y no tener una lectura incorrecta, humedeciendo con un atomizador previamente como lo sugiere la red durar [24].

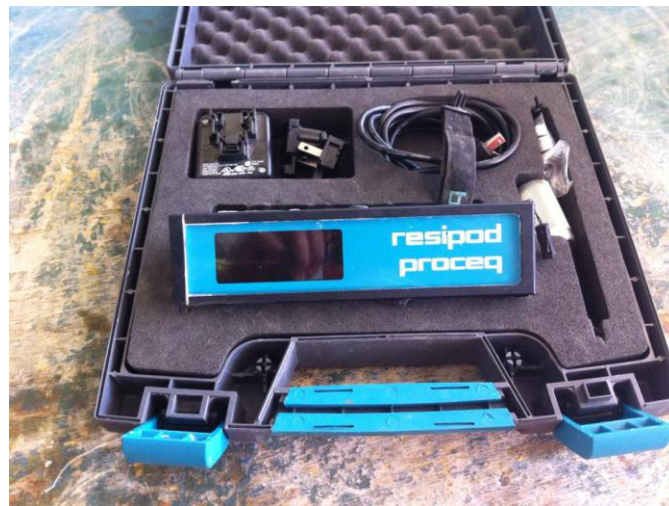


Figura 28: Equipo utilizado para tomar la resistividad del concreto.

2.8.4. Determinación del contenido de cloruros

Los cloruros pueden encontrarse en la masa de concreto por dos causas principalmente: ya que contengan las materias primas (aditivos, agua, cemento o áridos), o por que penetren desde el exterior al estar situada la estructura en ambientes marinos o estar sometida a la acción de sales de deshielo. En general los límites que se aceptan son distintos en varios países, tal como se muestra en la tabla 8 [24].

Tabla 8: Valor crítico de cloruros en concretos reforzados, [24].

| País | Norma | Límite Max de Cl ⁻ | Referido a |
|-------------------|--------------|--|------------|
| USA | ACI 318 | ≤ a 0.15% en ambiente de Cl ⁻ | Cemento |
| USA | ACI 318 | ≤ a 0.3% en ambiente normal | Cemento |
| USA | ACI 318 | ≤ a 1% en ambiente seco | Cemento |
| Inglaterra | CP-110 | ≤ a 0.35% al menos en un 95% | Cemento |
| Australia | AS 3600 | ≤ al 0.22% | Cemento |
| Noruega | NS 3474 | ≤ al 0.6% | Cemento |
| España | EH 91 | ≤ al 0.40% | Cemento |
| Europa | EUROCODIGO 2 | ≤ al 0.22% | Cemento |
| Japón | JSCE-SP 2 | ≤ al 0.6 kg/m ³ | Concreto |
| Brasil | NBR 6118 | ≤ al 0.05% | Agua |

En relación a los límites máximos de cloruros es importante mencionar que parte de ellos se pueden combinar con las fases alumínicas y ferríticas de los cementos, por lo que sólo son peligrosos los que quedan sin combinar o libres [24]. Por lo que, en esta investigación se obtuvo un perfil de penetración de cloruros mediante la extracción de corazones de concreto (véase figura 29), en la zona de los estribos de las vigas (véase figura 30). Se utilizó una broca de 2.5 pulgadas de diámetro para la extracción de los corazones, posteriormente estos corazones se cortaron a 3 profundidades (0.8, 1.6 y 2.5 cm), por último esas muestras fueron sometidas a análisis de fluorescencia de rayos x [45], esto con el fin de conocer el contenido de cloruros a diferentes profundidades.



Figura 29: Equipo utilizado para la extracción de corazones.

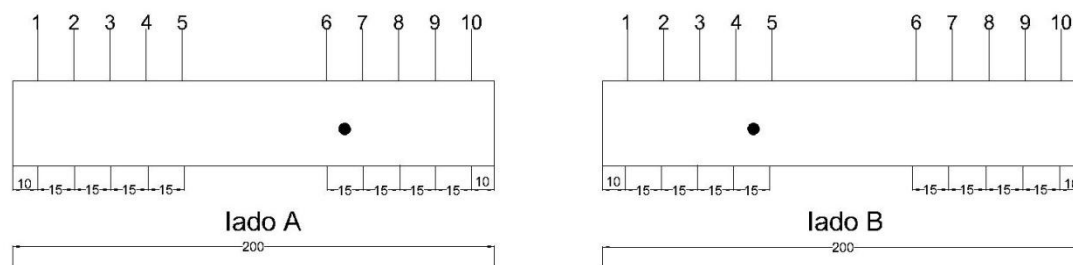


Figura 30: Esquema de la ubicación donde se extrajeron los corazones.

2.9 EXTRACCIÓN ELECTROQUÍMICA DE CLORUROS

Después de una semana de humectación de las vigas, se inició con la aplicación de corriente galvánica. Para ello se aplicó una densidad de corriente de 1 A/m^2 sobre la superficie del acero transversal durante 8 semanas. Se utilizó como cátodo el acero transversal dentro de la viga de concreto reforzado y se utilizó como ánodo una malla de acero que se encuentra al exterior de la viga, para lograr la correcta ejecución de la extracción electroquímica de cloruros la literatura sugiere que este procedimiento tenga una duración de 6 a 8 semanas al igual que utilizar una corriente entre 1 y 2 A/m^2 [46]. Para la aplicación de esta técnica se utilizó un esquema similar a la inducción del deterioro (véase figura 25), solamente cambiando la polaridad y utilizando una densidad de corriente diferente.

2.10. Determinación de la pérdida de sección y la masa del refuerzo transversal.

Se considera que el modelo teórico para estimar la pérdida de sección no toma en cuenta el entorno en el que se encuentra el acero de refuerzo (en este caso el concreto), por lo tanto, existen variables como la permeabilidad y heterogeneidad del concreto y las condiciones ambientales (humedad y temperatura), que afectan el proceso de deterioro por corrosión del acero. En consecuencia, es importante obtener la pérdida real de sección de los estribos (véase figura 31). Para esto, se demolieron las vigas previamente ensayadas y

se extrajeron los estribos. Posteriormente, se obtuvo la pérdida real de masa y diámetro del refuerzo transversal iniciando por el decapado de la varilla mediante el procedimiento indicado en la norma ASTM G1-90 [47]. Posteriormente se obtuvo la pérdida de masa pesando el estribo después de retirar todos los óxidos al igual que la pérdida de diámetro utilizando un vernier con precisión de 0.00 mm, esto con el fin de obtener el diámetro promedio del estribo y picaduras críticas.



Figura 31: Pérdida de masa y sección del estribo.

2.11. REFORZAMIENTO DE LAS VIGAS DE CONCRETO REFORZADO

Se reforzaron un total de 8 vigas previamente deterioradas en series por duplicado. Estas vigas fueron reforzadas con placas cuadradas de 30 cm. y 3 cm. de espesor, estas placas fueron colocadas a 15 cm. del apoyo tal como se muestra en la figura 32 y fueron sujetadas por 4 varillas roscadas de (1/2") las cuales se encuentran ubicadas en los extremos de las placas.

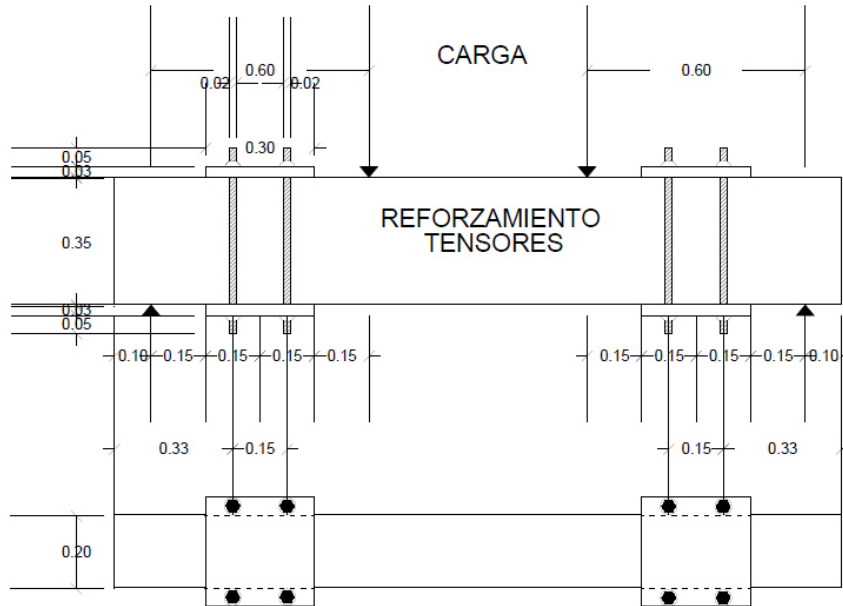


Figura 32: Esquema de viga reforzada con tensores

2.12. ENSAYE MECÁNICO DE LAS VIGAS DE CONCRETO REFORZADO

Una vez alcanzado el nivel de corrosión severo y reforzado con los procedimientos descritos en el punto anterior, las vigas fueron ensayadas mecánicamente con carga en los tercios utilizando una celda de carga de 150 toneladas (véase figura 33).

Se aplicó esta carga con un pistón hidráulico accionado por una bomba manual, con capacidad de 50 toneladas, apoyado contra un marco de carga anclado a una losa de reacción y con capacidad de 50 toneladas de anclaje. El pistón hidráulico aplicó las cargas a un perfil metálico y éste a las vigas de concreto, por medio de apoyos triangulares de acero, macizas, colocadas y niveladas sobre las vigas, en los puntos seleccionados previamente. La carga fue aplicada a intervalos de 400 kg por minuto y esta fue registrada en una celda de carga conectada a un puente de Wheatstone para la medición.

Para medir la deflexión al centro del claro durante el desarrollo de los ensayos, se colocó un transductor de desplazamiento (LVDT) con aproximación de 50 mm y con un coeficiente de calibración de 0.005 mm.

Para tener un control del patrón de agrietamiento de las vigas se aplicó la carga en incrementos sensiblemente iguales (intervalos de 400 kg), hasta completar la carga de falla. Para cada incremento se registraron los desplazamientos verticales al centro del claro. Se realizó la toma de los datos experimentales mediante un equipo de adquisición de datos y el software Lab View versión 9 de National Instruments; lo que permitió relacionar los valores obtenidos para definir el comportamiento de la viga hasta la falla.



Figura 33: Ensayo de viga de concreto a flexión

Capítulo 3

ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

3.1. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS VIGAS

En la siguiente sección se presentan los resultados experimentales obtenidos de las pruebas mecánicas y de durabilidad realizadas en 10 vigas de concreto reforzado, 2 de referencia y 8 que fueron deterioradas hasta el nivel severo de corrosión en el refuerzo transversal (estribos) esto determinado por el potencial de corrosión y porcentaje de cloro total en el concreto.

3.1.1. Diseño estructural de las vigas.

En la tabla 9 se presentan los resultados teóricos obtenidos en el diseño estructural de las vigas. Éstos se obtuvieron siguiendo las especificaciones del ACI 318-11 [37]; sin embargo, cabe destacar que la resistencia de los materiales utilizados para obtener estos resultados teóricos de diseño tuvo un carácter experimental de acuerdo a las normas NMX-C-407-ONNCCE para obtener la fluencia del acero transversal y ASTM C 39/C39M para obtener el f'_c del concreto.

Tabla 9: Resistencia nominal a cortante de las vigas, de acuerdo con el código ACI 318 [37].

| Separación entre estribos (cm) | f'_c (kg/cm²) | V_c (kg) | f_y (kg/cm²) | V_s (kg) | V_n (kg) |
|---|--|----------------------------------|---|----------------------------------|----------------------------------|
| 15 | 250 | 4843.66 | 4698 | 8957.94 | 13801.6 |

3.2. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES.

3.2.1. El concreto.

El método de volúmenes absolutos el cual es utilizado por el ACI 211 para el diseño de las mezclas de concreto tiene varios requerimientos como lo son las densidades de los materiales, entre otras pruebas de caracterización de los agregados fino y grueso, sin embargo uno de los requisitos muy importantes

para utilizar este método es el revenimiento ya que ésta es una propiedad que forma parte de la trabajabilidad del concreto y a su vez, define la capacidad de colocación de la mezcla. El concreto utilizado tuvo un revenimiento de 17 cm, valor que está dentro de las tolerancias recomendadas por la ASTM C94 [49], para la fabricación de vigas y muros. Esto se constató durante la fabricación de las vigas, ya que fue un concreto trabajable y de fácil colocación, consolidación y acabado.

En la figura 34 se observa la gráfica del comportamiento a la compresión que se obtuvo a los 7, 14 y 28 días. En estos ensayos se pudo apreciar la resistencia promedio de fractura de 3 cilindros de 10 cm de diámetro por 20 cm de altura, la cual es similar a la resistencia especificada de diseño, más una tolerancia que responde a las variaciones en los materiales, a los métodos de mezclado y a la colocación del concreto; así como las variaciones en el laboratorio, curado y ensaye de los especímenes cilíndricos de concreto, el resultado del ensaye a compresión a los 28 días fue de 265 kg/cm² f'cr mayor que 250 kg/cm² f'c. Por lo tanto, se puede decir que el concreto cumplió con los requisitos de resistencia a la compresión axial, para los fines de esta investigación.

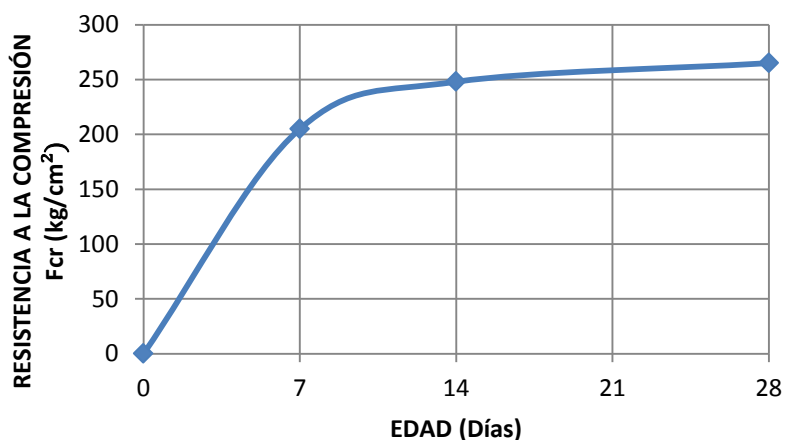


Figura 34: Evolución de la resistencia a compresión a diferentes edades.

3.2.2 EL ACERO.

Como ya lo mencionamos anteriormente, se determinaron la resistencia a la fluencia (f_y) y la resistencia última (F_u), mediante ensayos de tensión en varillas utilizadas para el refuerzo transversal.

En la tabla 10 se colocan los datos experimentales, y se observa que el acero utilizado como refuerzo transversal (varilla No. 2.5), cumple las especificaciones de la norma NMX-C-407 [41] en cuanto a su resistencia a la fluencia $f_y = 4698 \text{ kg/cm}^2$. Este valor, se utilizará para los cálculos de resistencia a cortante de las 10 vigas.

También se obtuvo un esfuerzo máximo de 7127 kg/cm^2 ; pero estos valores no tienen gran diferencia, en comparación con los datos experimentales de las varillas que se utilizan para la construcción. Por lo tanto, el utilizar varillas del No. 2.5 como refuerzo transversal, en esta investigación, no representó ninguna afectación en el comportamiento estructural por cortante.

Tabla 10: Propiedades mecánicas de la varilla 2.5 mm (5/16")

| Probeta | Propiedades mecánicas | (Kg/cm ²) |
|----------|-------------------------------|-----------------------|
| 1 | Límite de fluencia (f_y) | 4850 |
| | Resistencia a la tracción (R) | 7283 |
| 2 | Límite de fluencia (f_y) | 4547 |
| | Resistencia a la tracción (R) | 6972 |
| Promedio | Límite de fluencia (f_y) | 4698 |
| | Resistencia a la tracción (R) | 7127 |

3.3 INDICADOR DE DAÑO POR CORROSIÓN ANTES DE LA EEC.

3.3.1 Potencial de corrosión.

De acuerdo con la ASTM C876 [44] se puede observar que las vigas de referencia sin deterioro tienen potenciales de corrosión superiores a -250 mV, vs CSE en todos los estribos, lo cual indica que el elemento estructural se encuentra en óptimas condiciones ya que su nivel de corrosión en el acero transversal (estribos) es despreciable (véase figura 35 y 36).

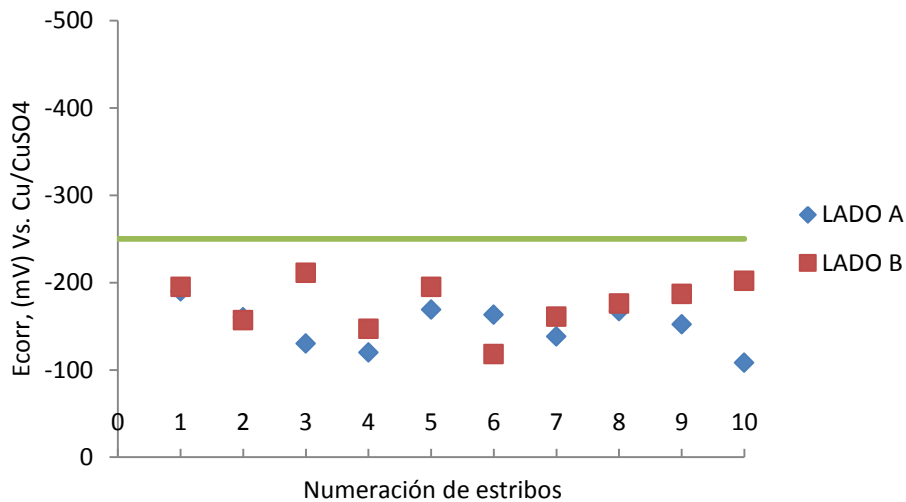


Figura 35: Potencial de corrosión de los estribos para la viga Ref1.

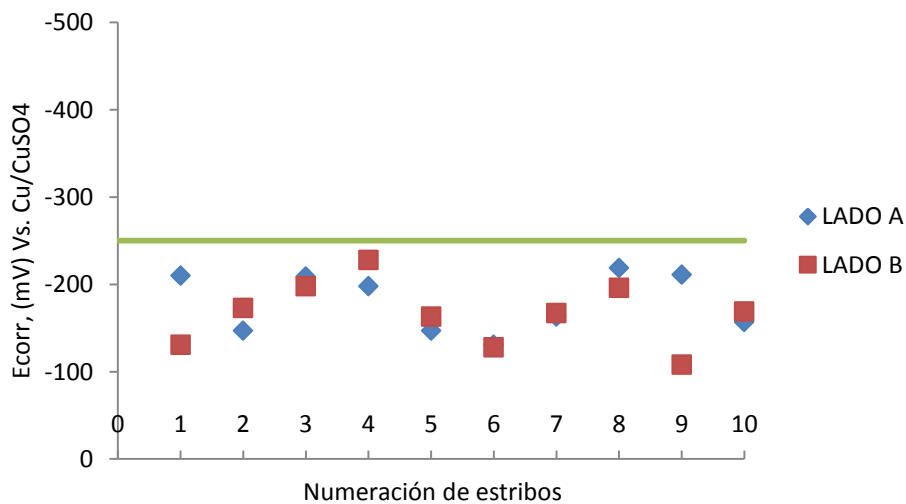


Figura 36: Potencial de corrosión de los estribos para la viga Ref2.

De la Figura 37 a 44 se observa los potenciales de corrosión en vigas las cuales fueron expuestas al deterioro inducido por ciclos de humectación y secado + aplicación de corriente de $200 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ por 65 días. En estas vigas se puede apreciar que los potenciales de corrosión son inferiores a -350 mV , vs CSE; lo cual es atribuido al procedimiento de deterioro antes mencionado sobre el acero transversal el cual causó una polarización en el metal cambiándolo de un estado pasivo a un estado activo, por lo tanto en ese momento se considera que existe una alta probabilidad que el acero transversal se encuentre en proceso de corrosión.

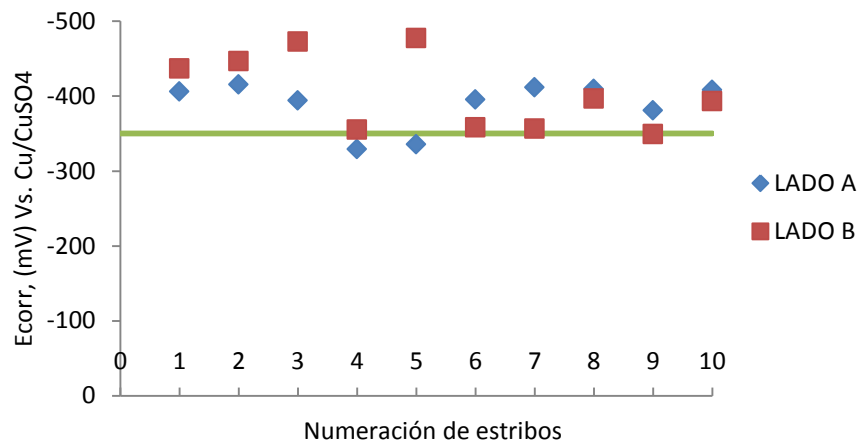


Figura 37: Potencial de corrosión de los estribos para la viga 1.

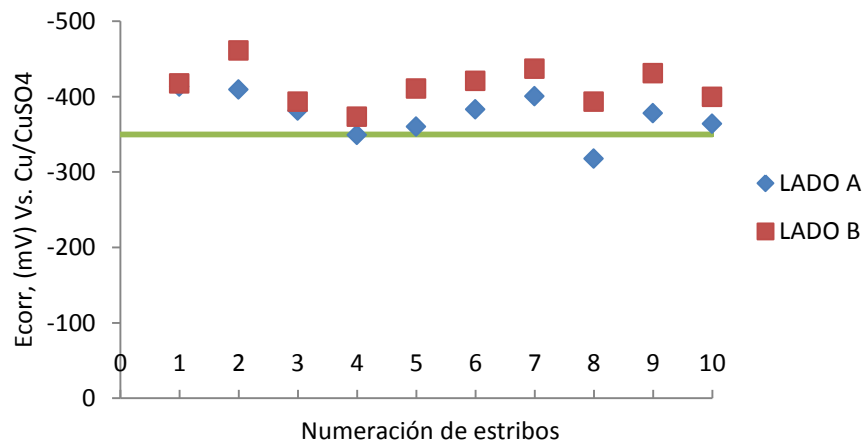


Figura 38: Potencial de corrosión de los estribos para la viga 2.

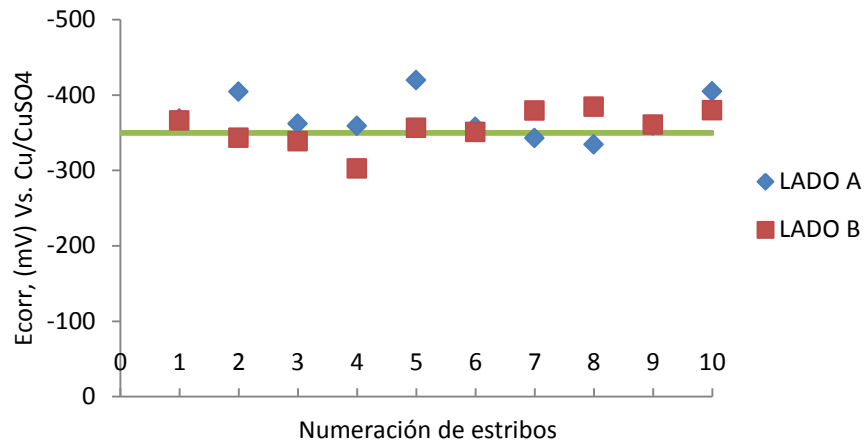


Figura 39: Potencial de corrosión de los estribos para la viga 3.

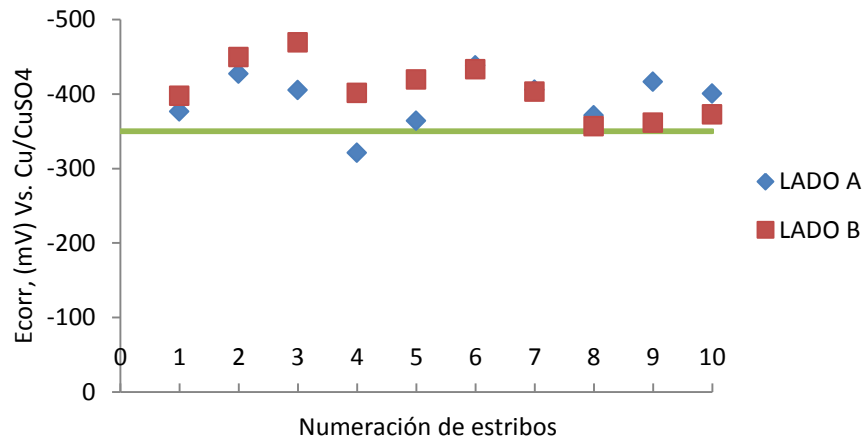


Figura 40: Potencial de corrosión de los estribos para la viga 4.

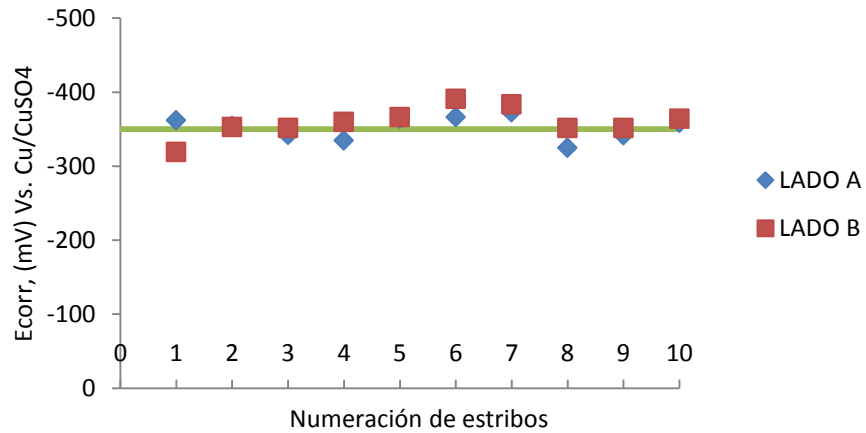


Figura 41: Potencial de corrosión de los estribos para la viga 5.

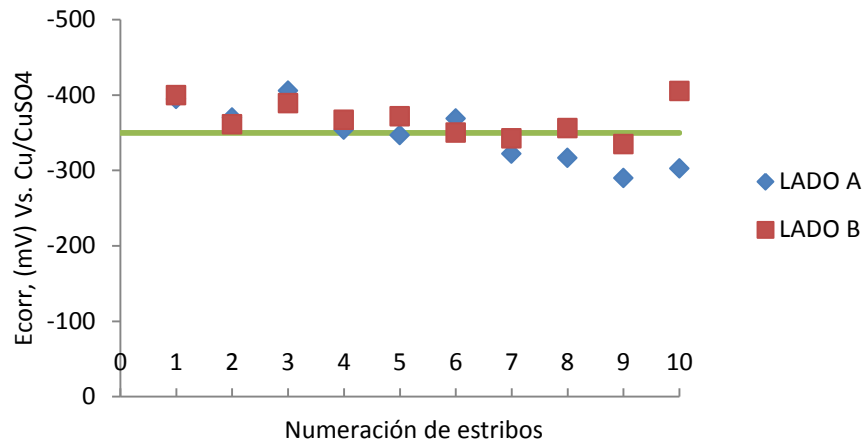


Figura 42: Potencial de corrosión de los estribos para la viga 6.

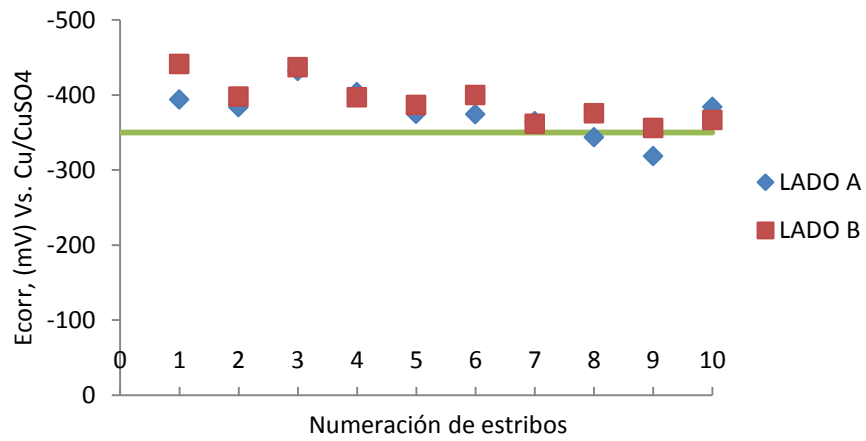


Figura 43: Potencial de corrosión de los estribos para la viga 7.

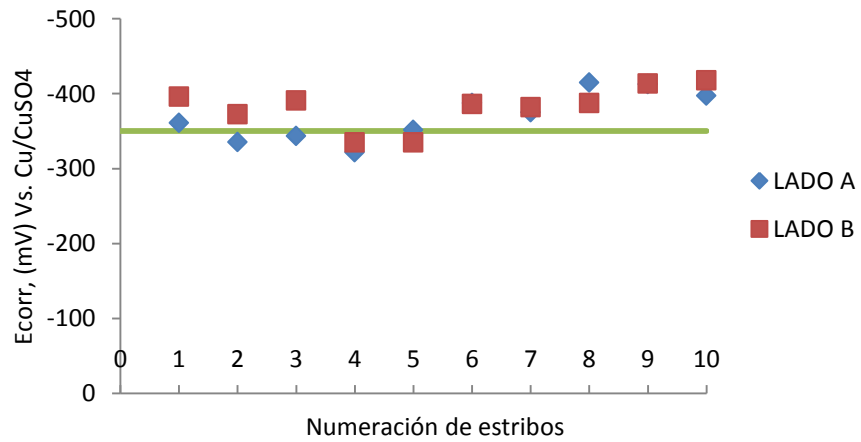


Figura 44: Potencial de corrosión de los estribos para la viga 8.

Sin embargo no es aconsejable dar un dictamen utilizando un solo parámetro para definir el estado de corrosión del acero, por eso en las siguientes secciones se analizarán otras variables como pérdida de sección y masa del acero transversal, porcentaje de iones cloro además de una inspección visual de todos los elementos estructurales analizados en este trabajo.

3.3.2 Inspección visual de deterioro.

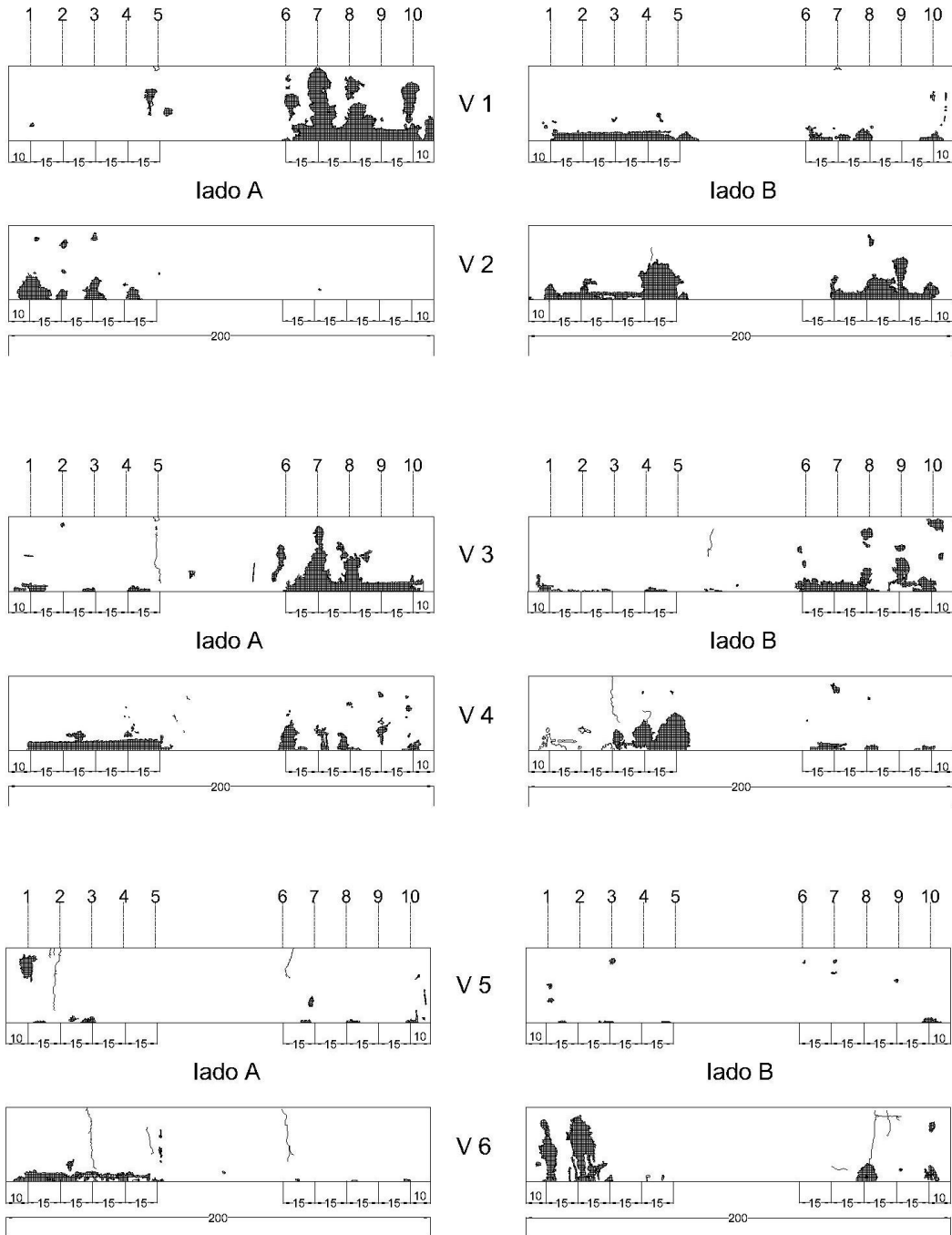
La inspección visual permitió determinar si el problema se presentó por igual en todas las vigas, o si se tuvo diferencia por causas locales. Para ello, se realizó una inspección detallada de la superficie de las vigas, registrando los signos aparentes de corrosión como manchas de óxido, ubicación de grietas, así como también cualquier otra seña particular que pudiera constituir un indicativo.

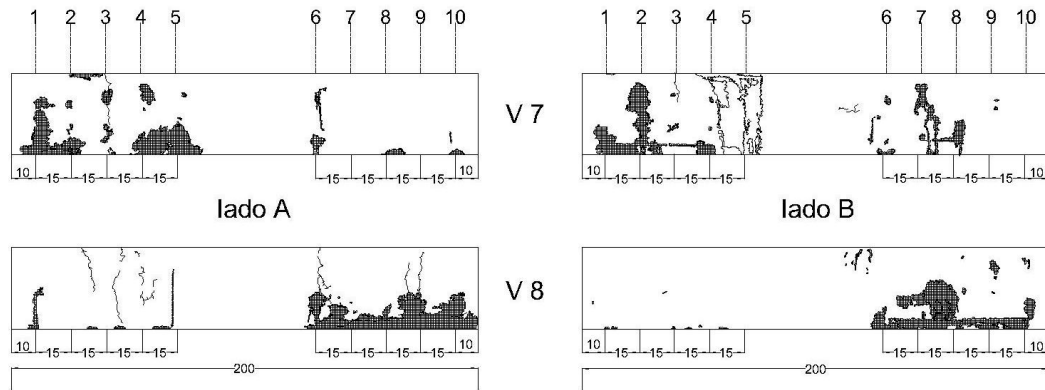
Observando los patrones de daño causado por corrosión en las vigas de concreto reforzado podemos dictaminar que hay ciertas similitudes en todas las vigas con las cuales podemos dar por hecho que todas las vigas sufrieron daño causado por el deterioro del acero transversal, como lo son las manchas de corrosión que se encuentran en la zona de los estribos además que las direcciones de las grietas (verticales) se encuentra en la misma ubicación del acero transversal (véase figura 45).



Figura 45: Daño por corrosión en viga de concreto reforzado

A continuación, se presentan los resultados obtenidos de la detallada inspección visual que se realizó en las 8 vigas durante el proceso de inducción del deterioro acelerado del refuerzo transversal (véase figura 46).





Acotaciones en cm.

Figura 46: Patrón de daño por corrosión en ambas caras de las vigas

3.3.3 CONTENIDO DE CLORUROS.

La concentración promedio de los cloruros totales por peso de cemento dentro de la interface acero-concreto fue obtenida de 8 corazones extraídos de 4 vigas para el deterioro severo el cual dio como resultado 1.47 % superando el límite máximo de cloruros totales especificado por el ACI [24] el cual menciona que no debe ser mayor de 0.15% para estructuras expuestas a un ambiente de cloruros. En el mismo sentido, se ha encontrado que los umbrales para cloruros totales por peso de cemento son desde 1.24% hasta 3.08% [48].

También se puede observar que la cantidad de cloruros totales para el nivel de deterioro severo es un parámetro que causa el estado termodinámico del acero de refuerzo transversal, evidenciado por los valores de E_{corr} obtenidos para este nivel de corrosión.

3.4 INDICADOR DE DAÑO POR CORROSIÓN DESPUÉS DE LA EEC.

3.4.1 Potencial de corrosión.

En la figura 47 y 48 se presentan los resultados de los potenciales de corrosión medidos antes de la aplicación del tratamiento y dos semanas después de la desconexión de las vigas.

Para las vigas que se les aplicó la extracción electroquímica de cloruros, los potenciales de corrosión del acero se movían cerca de la zona incierta, ésto nos dice que el tratamiento electroquímico tiene una influencia en el potencial de corrosión del acero. Sin embargo, no podemos afirmar la repasivación de barras de refuerzo de acero, a pesar de que el contenido de cloruro se redujo fuertemente.

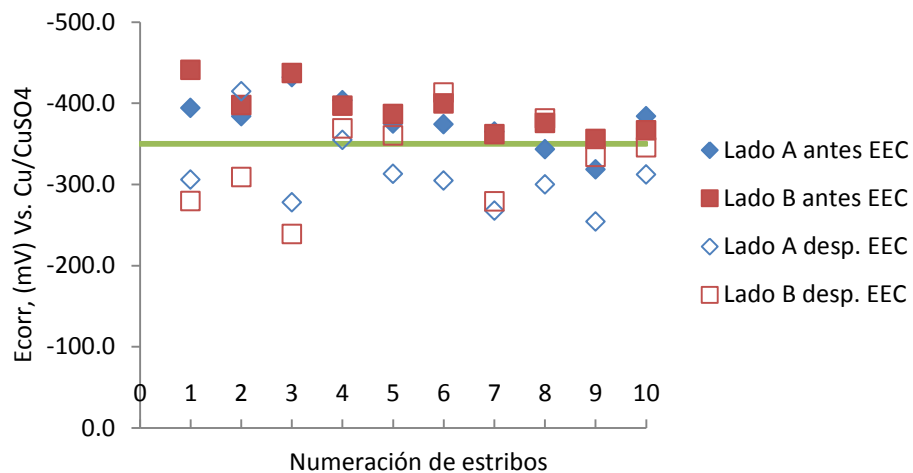


Figura 47: potencial de corrosión de la viga 7 antes y después de la EEC.

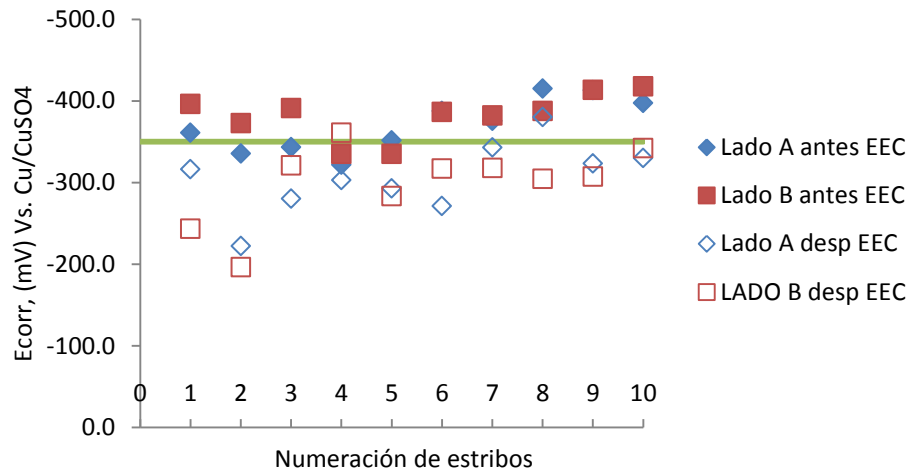
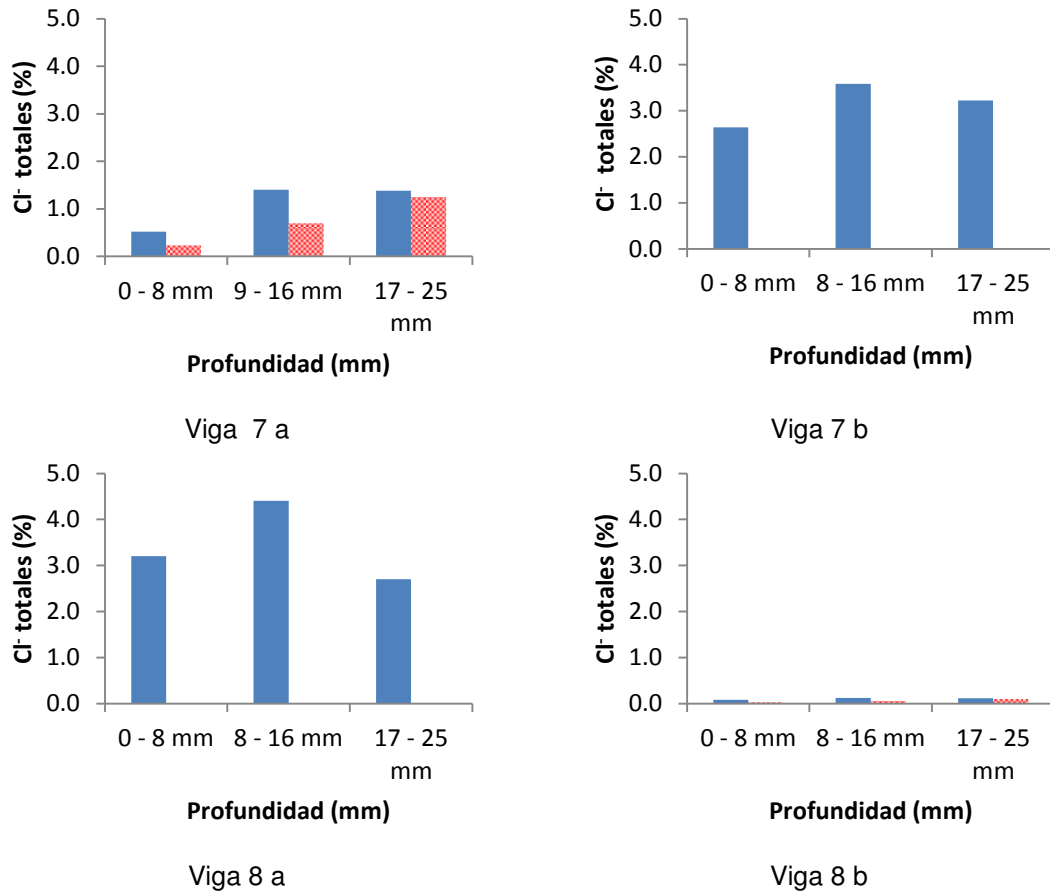


Figura 48: potencial de corrosión de la viga 19 antes y después de la EEC.

3.4.2 Contenido de los cloruros.

En la figura 49 se muestran los perfiles de cloruro de la viga 7 y 8, para 3 diferentes profundidades (0-8 mm., 9-16 mm., 17-25 mm). El contenido de cloruro fue fuertemente reducido en todas las muestras.

Las reducciones porcentuales del contenido de cloruro en la interface acero-concreto son las siguientes: 16A = 9.57%, 16B = 14.79%, 19A= 39.33%, 19B = 20% respectivamente, en algunos trabajos anteriores se reporta la extracción de hasta 50% de ion cloro con la misma densidad de corriente y aplicando la técnica el mismo tiempo, solamente con la diferencia de que algunos de estos trabajos se realizaron con especímenes sumergidos en solución lo cual hace más sencillo la difusión de iones cloro, además que nosotros aplicamos esta técnica con un cátodo totalmente corroído lo cual hace este procedimiento más ineficiente ya que los productos de corrosión que se encuentran sobre la superficie del acero son cerámicos ocasionando la reducción de repulsión del ion cloro hacia el ánodo [29].



■ Antes de la ECC
 ■ Despues de la ECC

Figura 49: Evolución del perfil de cloruros en diversos elementos de concreto armado después de aplicar el tratamiento de EEC.

3.5 COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LAS VIGAS CON DIFERENTES TIPOS DE TRATAMIENTO Y REFUERZO.

3.5.1 resistencia a cortante por tensión diagonal.

En la figura 50 se aprecia que la corrosión en los estribos influyó en la disminución de la resistencia a cortante última en las vigas 1 y 2; ya que esas vigas al tener las mismas variables ($f'c$, armado, dimensiones), permiten realizar una comparación entre ellas. En estas condiciones, se puede deducir que la reducción parcial de la sección de los estribos contribuyó a la disminución de la

resistencia cortante última con respecto a las vigas sin deterioro en un 20% en promedio. Esta reducción de resistencia puede ser debida a la pérdida de sección ocasionada por la corrosión del acero de refuerzo transversal así como la perdida de adherencia acero-concreto.

Además que la rigidez medida por la deflexión en el promedio de la referencia fue de 12.8 mm y la deflexión promedio de la viga 1 y 2 fue 7.57 teniendo una reducción en 41% de la flexibilidad inicial con respecto a las vigas de referencia sin deterioro.

Consideramos que la reducción de la flexibilidad es debida a que la viga 1 y 2 se tornaron frágiles, esto pudo ser producido por el agrietamiento de la misma, debido a las presiones internas generadas por productos de corrosión (óxidos).

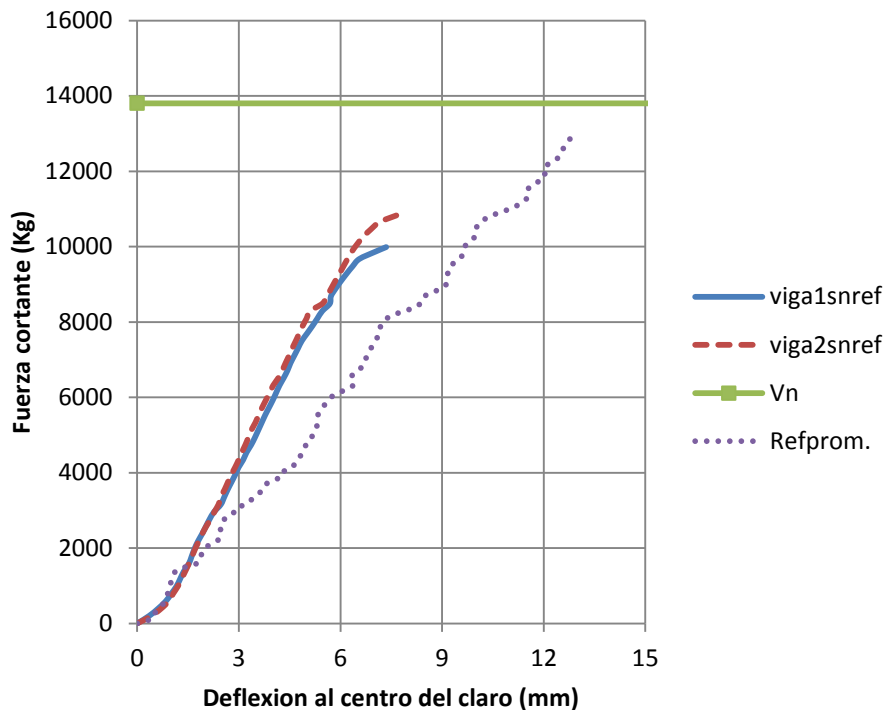


Figura 50: Resistencia a cortante de viga 1 y 2 sin reforzamiento externo

Análisis de vigas 1 y 2 sin reforzamiento externo Vs vigas 5 y 6 sin reforzamiento externo.

En la figura 51 se puede apreciar que la corrosión en los estribos influyó en la disminución de la resistencia a cortante última en las vigas 1, 2 a comparación de las vigas 5, 6 que también se encuentran corroídas.

De acuerdo a la pérdida de diámetro promedio obtuvimos que para las vigas 1 y 2 cuentan con una disminución del 12.24 % con respecto al diámetro inicial y para la viga 5 y 6 tenemos una disminución de diámetro de 6.96% con respecto al diámetro inicial. En estas condiciones, se puede deducir que la reducción parcial de la sección de los estribos contribuyó a la disminución de la resistencia cortante última con respecto a las vigas 5 y 6 en un 10.9% en promedio. Esta reducción de resistencia también se le atribuye a la pérdida de sección ocasionada por la corrosión del acero de refuerzo transversa así como la pérdida de adherencia acero-concreto.

Además que la rigidez medida por la deflexión en el promedio entre estos dos grupos de vigas no tiene mucha diferencia ya que solo cuentan con variación de menos del 2%.

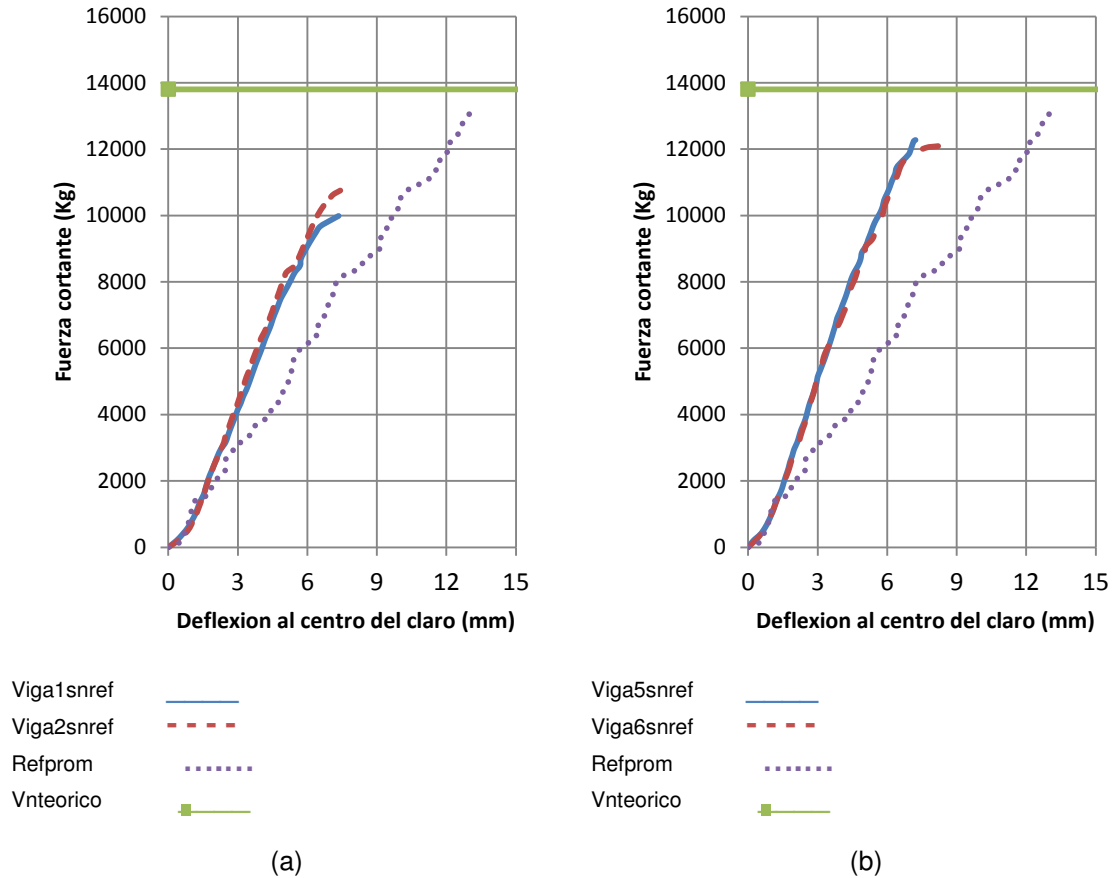


Figura 51: Resistencia a cortante (a) viga 1 y 2 sin refuerzo y (b) viga 5 y 6 sin refuerzo

Análisis de vigas 5 y 6 sin reforzamiento externo Vs vigas 7 y 8 sin reforzamiento externo.

Dentro de esta investigación analizando la extracción electroquímica de cloruros se encontraron algunas publicaciones donde mencionaba algunos efectos secundarios que podría causar la utilización de la técnica de extracción electroquímica de cloruros en elementos estructurales siempre y cuando no se tomaran ciertas recomendaciones como lo es la humectación y la densidad de corriente aplicada, dentro de los más perjudiciales que podría suceder es la pérdida de adherencia de la interface acero-concreto y el agrietamiento causado por la corriente aplicada, dado a que esta se convertirá en energía térmica que posteriormente puede provocar la expansión en el concreto.

Observando la figura 52 los dos grupos de vigas 5 y 6, 7 y 8 se puede apreciar que prácticamente no hay variabilidad en las propiedades mecánicas como en la rigidez de los elementos estructurales, además de haber analizado los valores electroquímicos de potencial de corrosión como los de extracción de cloruro y no haber encontrado agrietamiento posterior a la técnica se puede dictaminar que extracción electroquímica de cloruros fue realizada de manera satisfactoria.

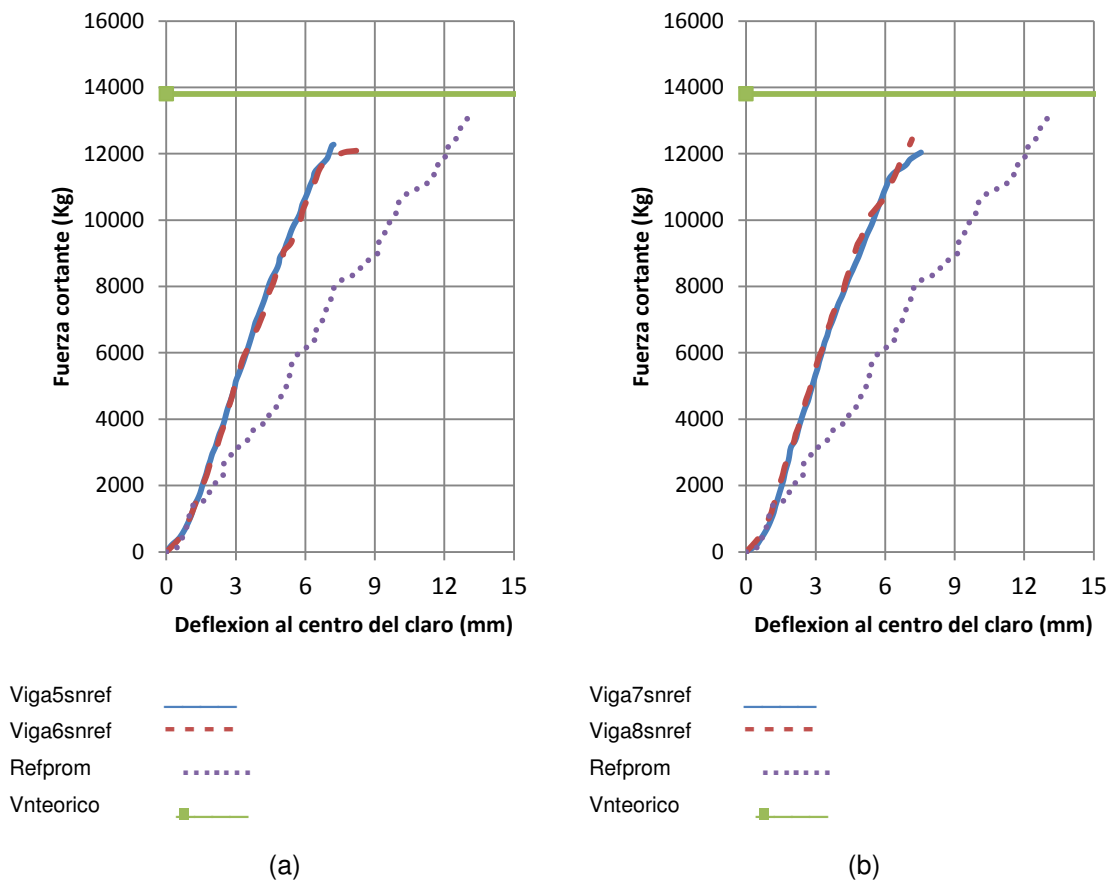


Figura 52: Resistencia a cortante (a) viga 5 y 6 sin refuerzo y (b) viga 7 y 8 sin refuerzo

Análisis de vigas 1 con reforzamiento externo Vs vigas 3 y 4 con reforzamiento externo.

En la figura 53 se puede apreciar que la viga 1 la cual fue ensayada previamente y después reforzada mecánicamente, y la viga 3 y 4 que fueron

ensayadas solamente reforzadas tienen el mismo comportamiento a pesar del agrietamiento previo en la viga 1, de acuerdo a los resultados obtenidos el previo agrietamiento de la viga no causa ninguna repercusión en la resistencia a cortante así como en la ductilidad en elemento estructural comparándolo con la viga 3 y 4, y esto es atribuido principalmente al confinamiento causado por el reforzamiento mecánico en la zona de cortante evitando el crecimiento de las grietas de corte y cambiando el modo de falla de tensión diagonal a falla por adherencia. Además no solo hubo un restitución de la resistencia a corte sino que hubo un incremento de un 18% aproximadamente por lo cual podemos asegurar que esta rehabilitación mecánica cumple satisfactoriamente su función.

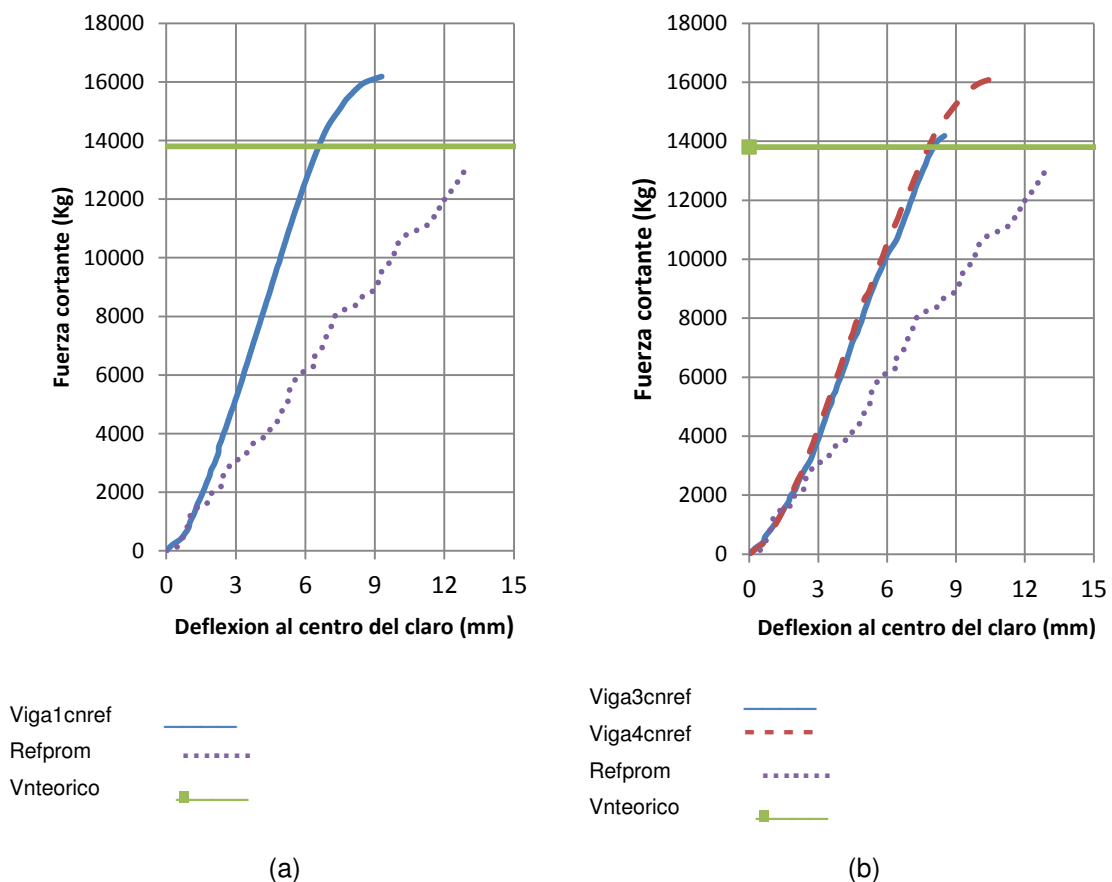
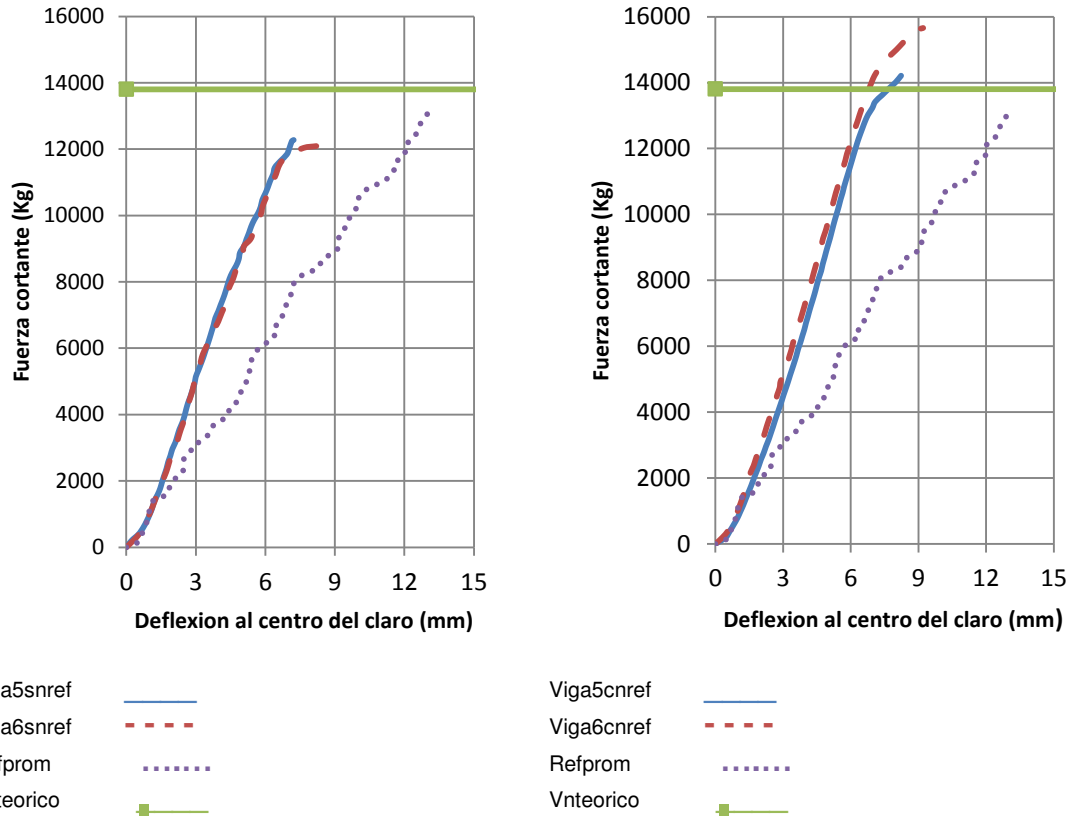


Figura 53: Resistencia a cortante (a) viga 1 con refuerzo y (b) viga 3 y 4 con refuerzo

Análisis de vigas “5,6” “7,8” sin reforzamiento externo Vs vigas “5,6” “7,8” con reforzamiento externo.

En las siguientes figuras (véase figura 54 y 55) se pueden observar dos grupos de vigas, el primero conformado por la viga 5 y 6 ensayadas sin refuerzo hasta la carga máxima y posteriormente rehabilitadas mecánicamente con placas y anclas, el segundo grupo está conformado por la viga 7 y 8 que al igual que en el primer grupo fueron ensayadas sin refuerzo hasta la carga máxima y posteriormente rehabilitadas mecánicamente con placas y anclas solamente con la diferencia que este segundo bloque se le aplicó previamente al ensaye un tratamiento electroquímico.

Como se puede apreciar en los dos grupos de vigas, la resistencia a cortante se incrementó en promedio 15.81 % y 18 % respectivamente con respecto a las vigas que se ensayaron inicialmente sin refuerzo, además que en ambos casos no solo hubo una restitución sino también hubo un incremento a capacidad a cortante con respecto a la viga de control de un 10% y 12% respectivamente lo cual se atribuye a que hubo un confinamiento en la zona a cortante producido por las anclas que fueron tensadas en las placas que se encontraban en la parte superior e inferior de esta, las cuales limitaron el crecimiento de las grietas a cortante.



(a) (b)
Figura 54: Resistencia a cortante (a) viga 5 y 6 sin refuerzo y (b) viga 5 y 6 con refuerzo

Igualmente se aprecia que las vigas que fueron rehabilitadas mecánicamente hubo un aumento de deflexión al centro de claro de 15.7 % con respecto a las vigas deterioradas pero al compararlas con las vigas de referencia su ductilidad se vio afectada con un 33.5 % lo cual propiciaría fallas de carácter más frágil la cual es atribuidas a la corrosión del acero transversal [50].

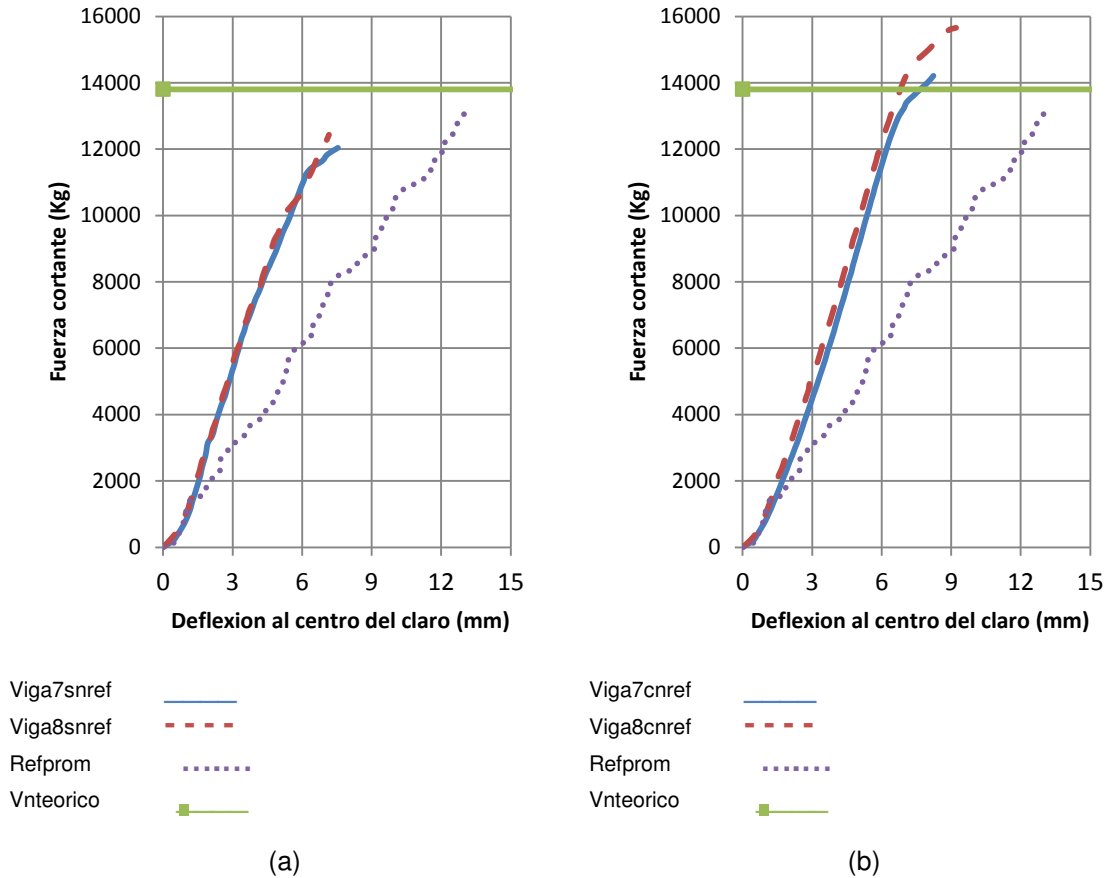


Figura 55: Resistencia a cortante (a) viga 7 y 8 sin refuerzo y (b) viga 7 y 8 con refuerzo

3.5.2 Patrón de agrietamiento.

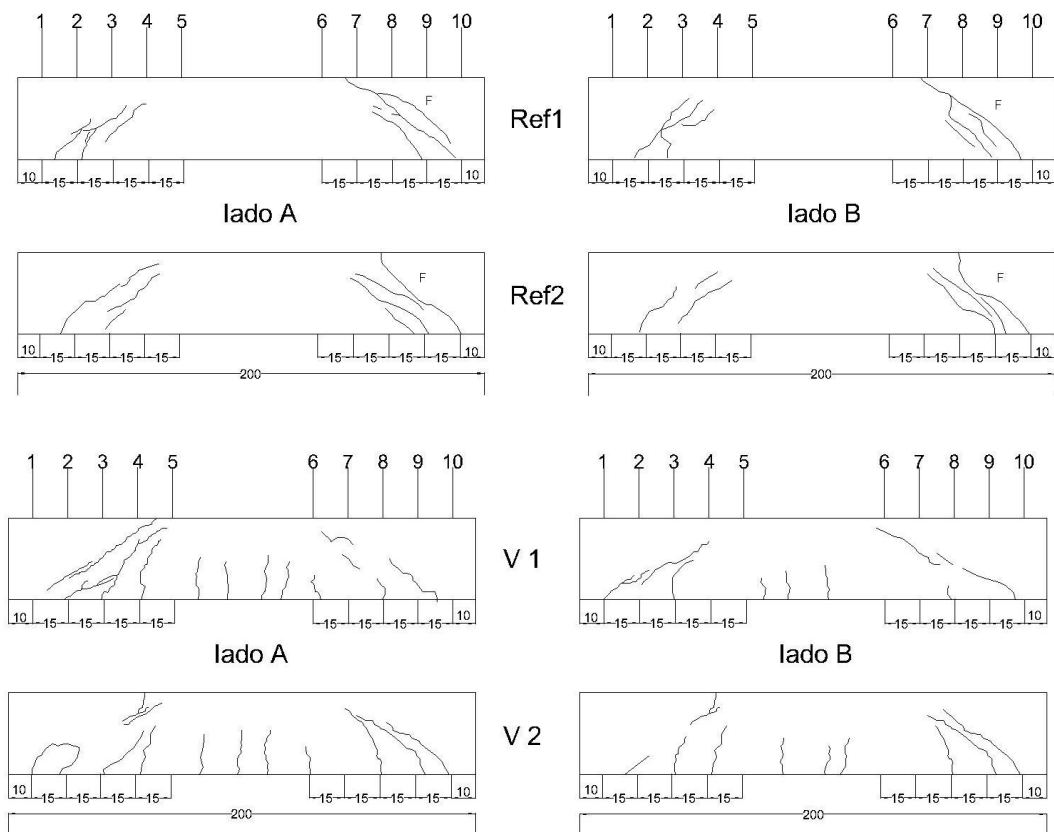
Sin refuerzo

La figura 56 muestra el patrón de agrietamiento que se obtuvo de las vigas ensayadas a flexión, para las vigas de control sin deterioro y vigas con deterioro por corrosión en los estribos. Se puede observar que todas las vigas presentan un modo de falla a cortante por tensión diagonal esto por el agrietamiento que se presentó en el claro de cortante y para la relación $a/d = 2$, que se usó en esta investigación.

Estas vigas de referencia las cuales no cuentan con deterioro presentan un agrietamiento similar en la zona de cortante, donde se muestra que la grieta

nace en el apoyo y logra recorrer hasta el cuarto estribo, en ambos casos. Cabe mencionar que la resistencia última a cortante fue muy similar y que durante el ensaye se presentaron fallas frágiles y repentinas.

Por otra parte el comportamiento de las vigas con deterioro severo las cuales ya presentaban un agrietamiento previo por corrosión, exhibieron un modo de falla frágil y mostraron un mayor agrietamiento, en comparación con las vigas de control sin deterioro. Esto pudo haber afectado el desarrollo de las grietas durante su ensaye, generando fallas frágiles y repentinas. Este comportamiento se puede atribuir a que la corrosión en el refuerzo transversal generó productos de corrosión que incrementaron su volumen, ocasionando esfuerzos de tensión en el concreto circundante al refuerzo, e incitando una pérdida de adherencia entre el acero y el concreto, que evitó que los estribos controlaran y limitaran el avance de las grietas diagonales, provocándose así la falla de la viga.



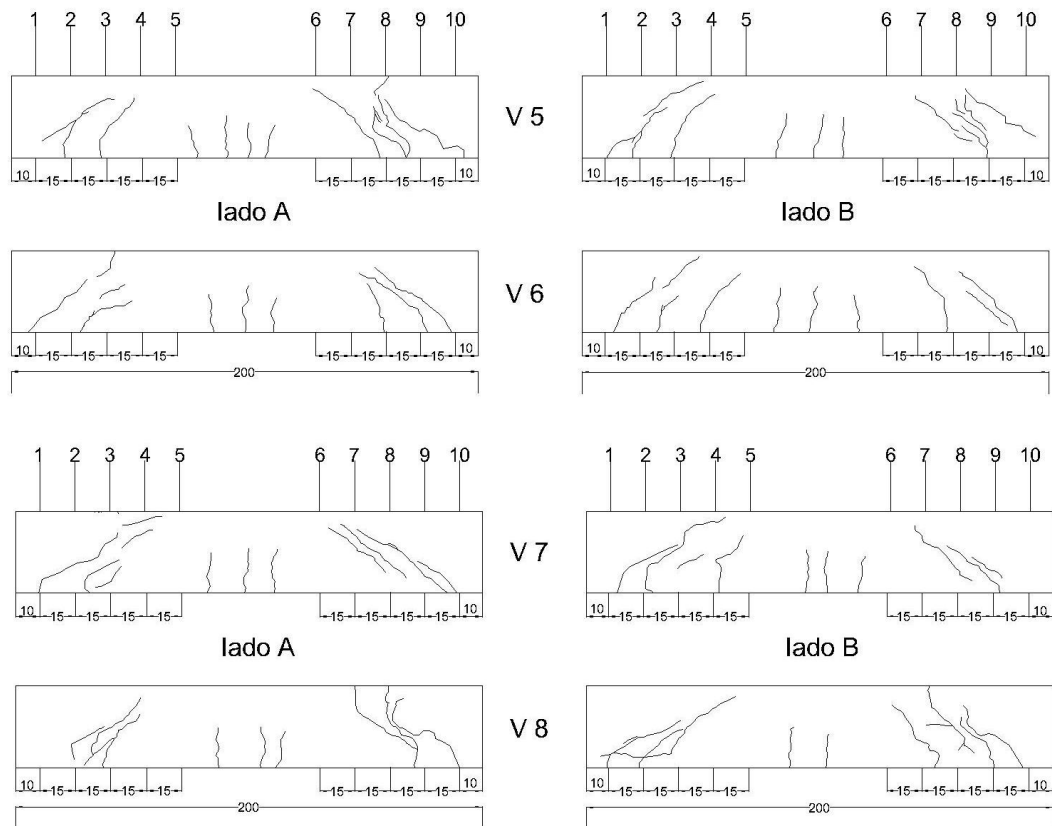


Figura 56: Patrón de agrietamiento por las 2 caras en vigas sin rehabilitar.

Con refuerzo

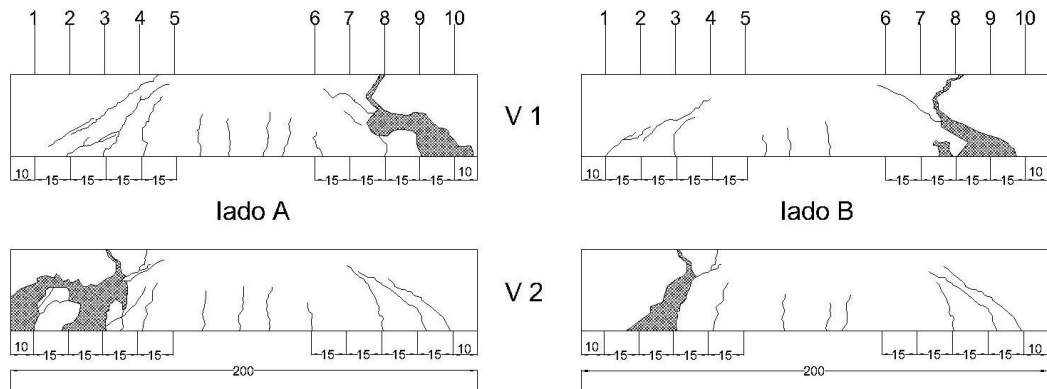
Las vigas reforzadas con placas y anclas se muestran en la figura 58. Dichas vigas presentan un patrón de agrietamiento en la zona de cortante; pero en este caso la grieta no logró superar el cuarto estribo, lo cual indica que el reforzamiento limitó el crecimiento de la misma,.

Por otra parte el comportamiento de las vigas 1, 2, 5, 6, 7, 8 con deterioro severo las cuales ya presentaban un agrietamiento causado por un ensaye previo hasta la carga máxima, al igual que las vigas con deterioro severo que fueron ensayadas inicialmente con placas y tensores (viga 3 y4) exhibieron un modo de falla frágil y además explosivo, votando parte del concreto que se encuentra alrededor de la falla

Este comportamiento se puede atribuir a que el reforzamiento mecánico confino gran parte de la zona de cortante evitando el crecimiento de las grietas, Solamente que al final del ensaye toda la energía que se encontraba acumulada en esta zona fue liberada causando despostillamiento en la zona más afectada en la viga que generalmente es en el estribo 2 o 3 o 8 o 9 provocando que se obtuvieran fallas por adherencia y corte (véase figura 57).



Figura 57: Falla por adherencia



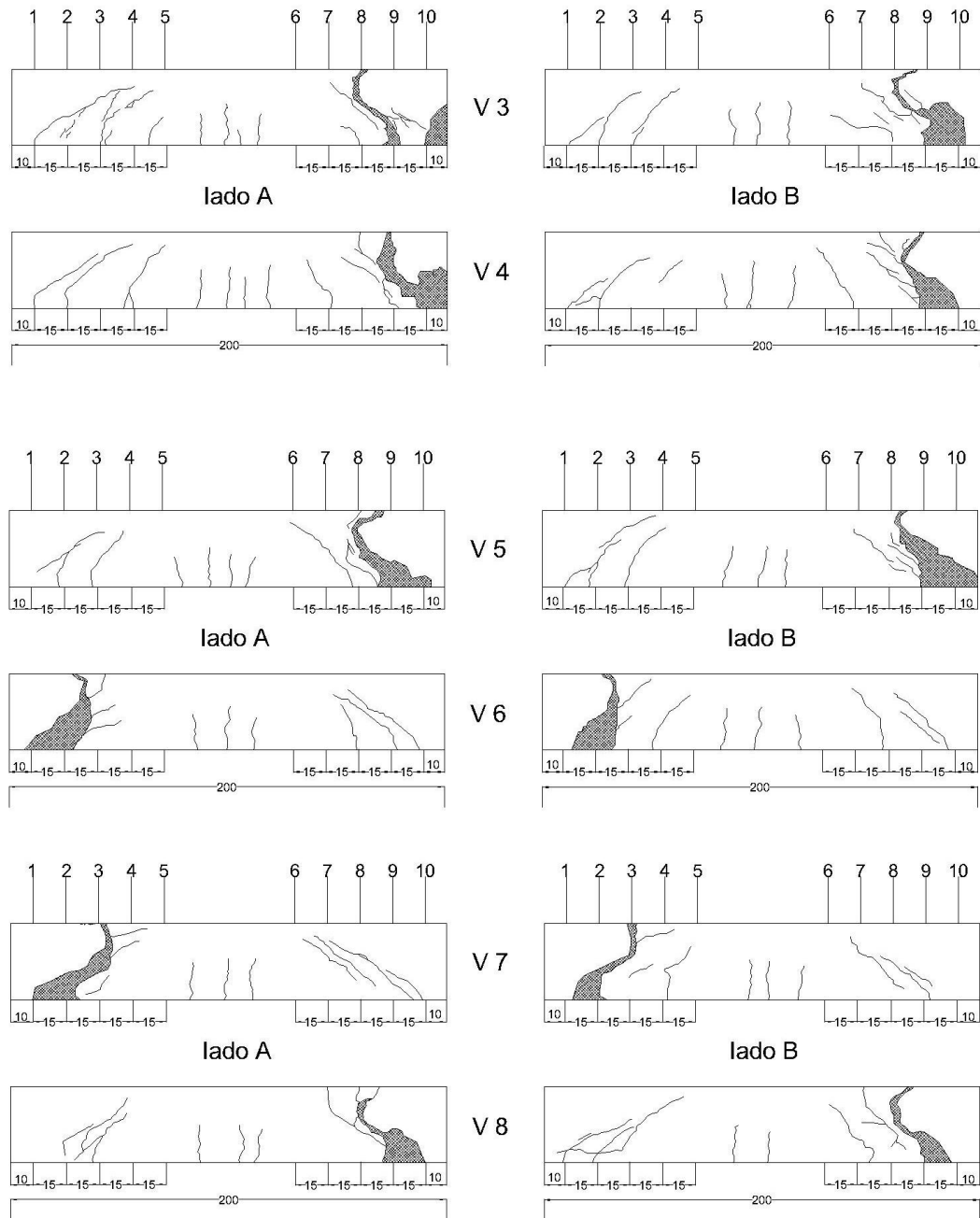


Figura 58: Patrón de agrietamiento por las 2 caras en vigas rehabilitadas.

3.5.3 Pérdida de diámetro y sección del refuerzo transversal.

En la tabla 11 se muestran los resultados de los ensayos gravimétricos llevados a cabo en los estribos (ASTM G1-90) [47]. El valor representa el promedio

obtenido del número de estribos para cada viga. Se puede constatar que, para un deterioro severo, la pérdida de masa varía de 7.54% hasta 12.23% para todas las vigas. Algunos autores han reportado que un 15% de la pérdida de masa del estribo será un nivel de corrosión peligrosa para las vigas [35] así como la capacidad remanente de vigas disminuye conforme la pérdida de masa se incrementa [51].

Tabla 11: Pérdida de masa de los estribos.

| viga | Pérdida de masa experimental | |
|--------|------------------------------|--------------|
| | por viga (%) | promedio (%) |
| Refsd1 | 0 | 0 |
| Refsd2 | 0 | |
| viga1 | 12.92 | 12.23 |
| viga 2 | 11.55 | |
| viga 3 | 8.14 | 7.74 |
| viga 4 | 7.34 | |
| viga 5 | 6.24 | 6.96 |
| viga 6 | 7.67 | |
| viga 7 | 8.00 | 7.52 |
| viga 8 | 7.04 | |

En la tabla 12 se muestran los diámetros promedio, diámetro promedio teóricos calculado con la ecuación 16 y críticos, además de la sección crítica en los estribos ubicados en la zona de falla de las vigas. Esto después de haber sido deterioradas y posteriormente ensayadas.

Respecto a los estribos en las vigas con deterioro, la sección promedio calculada a partir del diámetro crítico disminuyó en promedio en un 47% con respecto al promedio de la sección del acero de refuerzo a cortante sin deterioro. Los porcentajes críticos son con respecto a la sección original del estribo (0.495 cm²).

Tabla 12: Diámetro y sección final de los estribos.

| VIGA | Estribos | Diámetro promedio (cm) | Diámetro promedio teórico según ec. 16 (cm) | Diámetro crítico (mm) | Sección promedio obtenida con el diámetro crítico (cm ²) |
|---------|----------|------------------------|---|-----------------------|--|
| REFSD-1 | (1-5) | 0.79 | 0.79 | 7.94 | 0.495 |
| | (6-10) | 0.79 | 0.79 | 7.94 | 0.495 |
| REFSD-2 | (1-5) | 0.79 | 0.79 | 7.94 | 0.495 |
| | (6-10) | 0.79 | 0.79 | 7.94 | 0.495 |
| VIGA 1 | (1-5) | 0.71 | 0.71 | 5.33 | 0.223 |
| | (6-10) | 0.67 | 0.71 | 4.70 | 0.173 |
| VIGA 2 | (1-5) | 0.69 | 0.71 | 5.64 | 0.250 |
| | (6-10) | 0.71 | 0.71 | 5.13 | 0.207 |
| VIGA 3 | (1-5) | 0.76 | 0.71 | 6.54 | 0.336 |
| | (6-10) | 0.70 | 0.71 | 4.03 | 0.128 |
| VIGA 4 | (1-5) | 0.74 | 0.71 | 5.15 | 0.208 |
| | (6-10) | 0.73 | 0.71 | 5.13 | 0.207 |
| VIGA 5 | (1-5) | 0.74 | 0.71 | 6.33 | 0.315 |
| | (6-10) | 0.75 | 0.71 | 6.67 | 0.349 |
| VIGA 6 | (1-5) | 0.72 | 0.71 | 6.33 | 0.315 |
| | (6-10) | 0.75 | 0.71 | 6.26 | 0.308 |
| VIGA 7 | (1-5) | 0.71 | 0.71 | 6.16 | 0.298 |
| | (6-10) | 0.75 | 0.71 | 6.56 | 0.338 |
| VIGA 8 | (1-5) | 0.75 | 0.71 | 6.26 | 0.308 |
| | (6-10) | 0.72 | 0.71 | 5.96 | 0.279 |

Para los niveles de deterioro severo el modelo del ACI-318 es conservador la predicción de la resistencia última utilizando diámetro crítico ya que los valores experimentales son mayores a los conseguidos teóricamente. Estos resultados se pueden observar claramente en la Figuras 59 a 61 donde también se hace la predicción de la resistencia última utilizando el diámetro promedio, nos podemos percatar que el modelo del ACI no es conservador ya que los valores aunque estén más cercanos a los experimentales predice mayores resistencias que las obtenidas en el laboratorio.

En cualquier caso, la Figura 59 a 61 permitirán predecir una resistencia en el caso de una inspección de campo en una viga con deterioro severo. En estos gráficos podemos observar que existe mayor similitud la resistencia teórica calculada con el diámetro promedio la cual difiere con la experimental en un 5.6% en promedio a la obtenida con el diámetro crítico la cual tiene una diferencia con la real de 16 %.

Con el registro de diámetros promedios de los estribos podrá ser viable el predecir conservadoramente una posible resistencia remanente de la viga de concreto reforzada.

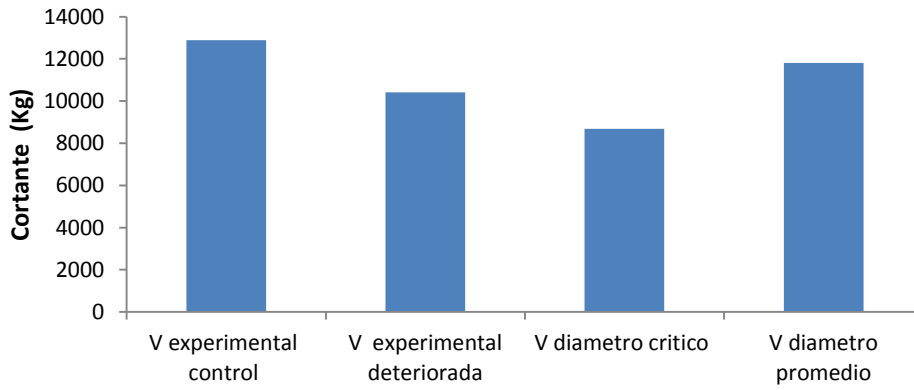


Figura 59: Resistencia ultima experimental vs teórica de vigas 1 y 2.

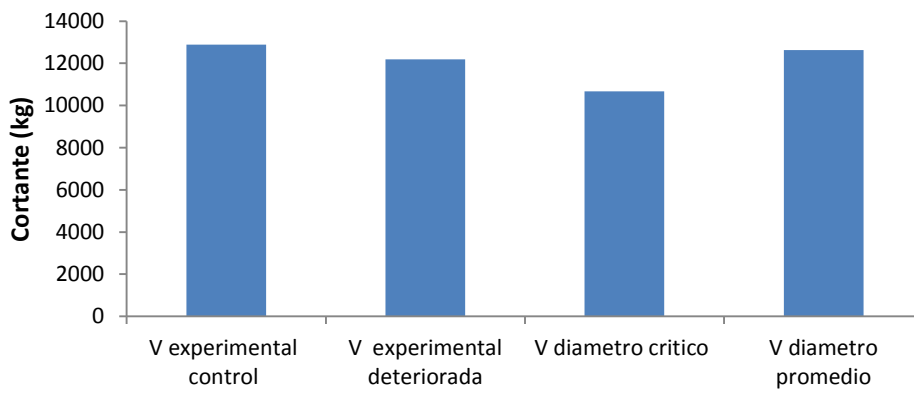


Figura 60: Resistencia ultima experimental vs teórica de vigas 5 y 6.

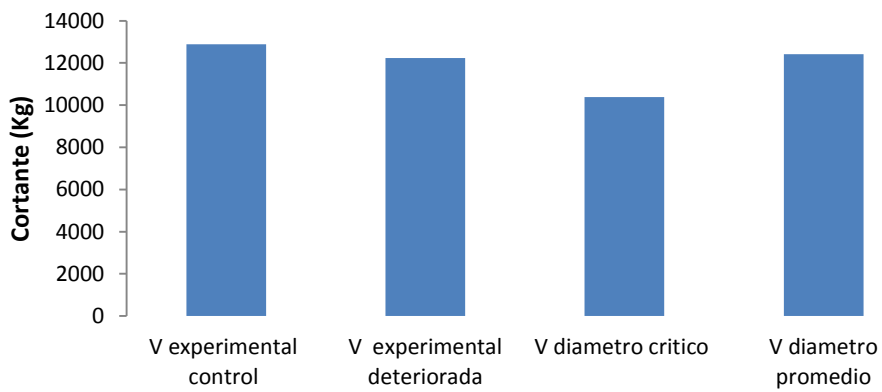


Figura 61: Resistencia ultima experimental vs teórica de vigas 7 y 8.

Capítulo 4

CONCLUSIONES

4 CONCLUSIONES.

A continuación se presentan las principales conclusiones del trabajo de investigación realizado:

1. La aplicación de $200 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ durante 65 días disminuyó el potencial de corrosión alcanzando valores cercanos a -400 mV indicando una alta probabilidad de que el acero transversal se encuentre en proceso de corrosión. Lo anterior pudo ser confirmado visualmente en las vigas con corrosión severa, debido a la aparición de manchas de óxido y grietas que coinciden con la ubicación de los estribos.
2. La disminución del proceso de corrosión en el acero transversal así como disminución de cloruro en la interface acero-concreto aportan el incremento de la vida residual en el elemento estructural.
3. Aunque los valores de potenciales de corrosión muestran una reducción en el proceso de degradación de acero después de la extracción electroquímica de cloruros, no es posible afirmar que este volverá a pasivarse.
4. El reforzamiento de placas y anclas de acero no solamente restituyó sino que hubo un incremento considerable del 18% en promedio respecto a las vigas de referencia sin deterioro.
5. Las vigas con deterioro sin rehabilitar mostraron una falla repentina y frágil, pero incluso al ser reforzadas con placas y anclas de acero estas brindaron un poco más de ductilidad a la estructura en conjunto pero no igualan al elemento original.

6. El área de la sección transversal calculada por medio de diámetros promedio en estribos deteriorados, resultó ser un índice confiable para predecir con la resistencia última a cortante de las vigas de concreto deterioradas por corrosión severa.

Capítulo 5

RECOMENDACIONES

5. RECOMENDACIONES.

La investigación de la pérdida de resistencia a cortante por el deterioro del refuerzo transversal en vigas de concreto reforzado y la capacidad de de una rehabilitación integral no concluye con esta tesis, al contrario, la presente investigación aporta información científica para investigaciones posteriores. Es necesario seguir preparándose aún más para poder llegar a obtener resultados concluyentes en lo referente a la relación entre el deterioro por corrosión y la resistencia a cortante por tensión diagonal. A continuación se presentan algunas recomendaciones para trabajos futuros:

1. Estudiar el comportamiento del deterioro del refuerzo transversal con diferentes relaciones agua/material cementante.
2. Realizar un estudio del deterioro de estribos en vigas de concreto reforzado cuando son expuestas a la carbonatación.
3. Evaluar la eficiencia de la extracción electroquímica utilizando los estribos como cátodo en vigas de concreto reforzado con acero que no se encuentre deteriorado.
4. Realizar un estudio de vigas de concreto reforzados deterioradas de forma natural, ya que con el deterioro acelerado por corriente impresa además de causar la picaduras al acercar el ion cloro al acero, también causa corrosión generalizada lo cual causa perdida de adherencia en la matriz acero concreto.
5. Encontrar otra tipo de reforzamiento mecánico el cual trabajando en conjunto con la viga deteriorada para que tenga la misma rigidez que la viga sin deterioro.

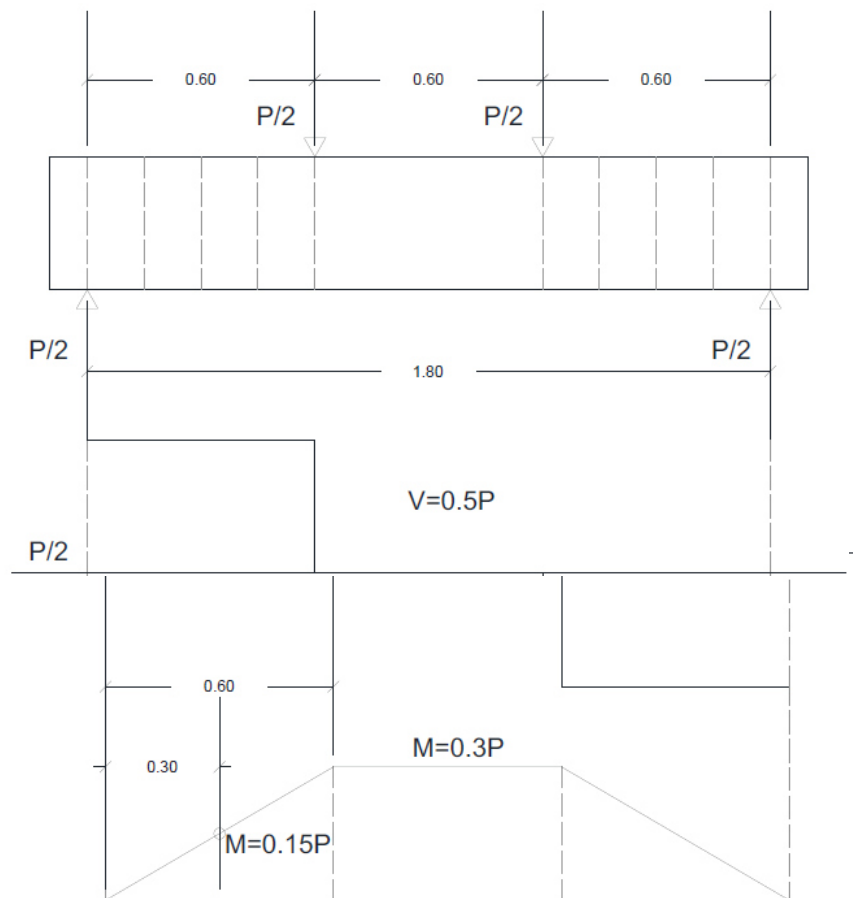
ANEXOS

ANEXOS

Calculo para determinar el valor de la carga a aplicar en las vigas, a 60 cm de los apoyos.

Para encontrar la carga de aplicación se procede a igualar $\phi V_n = V_u$ en donde $V_u = P$; por lo tanto, $P = V_s + V_c$. El cortante crítico se encuentra a una distancia d del apoyo, pero al tratarse de cargas puntuales, el cortante crítico actúa en todo el claro de cortante porque $V_u = P$.

Dimensiones de las vigas y diagramas de cortante y momento:



Escala: metros

Dimensiones de la viga:

$$H=35 \text{ cm} \leftarrow (\text{Peralte de la viga})$$

$$bw=20 \text{ cm} \leftarrow (\text{Ancho de la viga})$$

$$Rec=2+0.95+1.9+1.3$$

$$Rec=6.1 \text{ cm} \leftarrow (\text{Distancia hacia el centroide del acero de refuerzo})$$

$$d=H-rec$$

$$d=35-6.1=28.9 \text{ cm} \leftarrow (\text{Peralte efectivo})$$

Claro cortante: Distancia desde el apoyo hasta el punto de aplicación de una de las dos cargas (P):

$$La=60 \text{ cm}$$

$$\text{Claro total de la viga} = Lt=180 \text{ cm}$$

$$\text{Relación } Lad=60/28.9=2.07$$

Resistencia al cortante aportada por el concreto simple (Vc):

$$f'c=250 \text{ kg/cm}^2 \leftarrow (\text{Resistencia del concreto a la compresión})$$

$$Vc = (0.5\sqrt{f'c} + 176 * ((Vu*d)/Mu))bw*d \leq 0.93\sqrt{f'c}bw*d$$

$$\text{Límite } 0.93\sqrt{f'c}bw*d = 0.93\sqrt{250}(20)*(28.9) = 8,499 \text{ kg}$$

$$\rho\omega = Asbw*d$$

$$\rho_{bal} = 0.85 * \beta_y * (f'c/fy) * (6,120 / (6,120 + fy))$$

$$\beta y = 0.85$$

$$f_y = 4698 \text{ kg/cm}^2 \leftarrow (\text{Esfuerzo de fluencia del acero experimental})$$

$$\rho_{bal} = 0.85 * 0.85 * (250/4698) * (6,1206 / (120 + 4698)) = 0.0174 \text{ } (\rho_{balanceada})$$

$$\rho_{max} = 0.75 * \rho_{bal} \leftarrow (\rho \text{ máximo del acero})$$

$$\rho_{max} = 0.75 * (0.0174) = 0.01305$$

$$\rho_{prom} = 0.50 * \rho_{max} = 0.50 * (0.01305) = 0.0065$$

$$(V_u * d) / M_u \leq 1.0 \leftarrow \text{ACI-318}$$

$$V_c = (0.5 \sqrt{250} + (176)(0.0065)(1)) * (20) * (28.9) = 5230$$

Resistencia al cortante aportada por los estribos separados a una distancia máxima "s". (V_s).

$$S = \text{separación de estribos @ 15 cm (5/16") (propuesto)}$$

$$V_s = (A_v * f_y * d) / S = [(2)(0.49)(4698)(28.9)] / 15 = 8870 \text{ kg}$$

$$V_n = V_c + V_s = 5230 + 8870 = 14100 \text{ kg}$$

$$V_n = 0.5P \leftarrow (\text{Reacción en los extremos})$$

$$P = (V_n / 0.5) = 28200 \text{ kg} \leftarrow (\text{Carga máxima a aplicar para falla de tipo cortante})$$

$$P_{incrementada} = 1.3P = 1.3(28200) = 36,660 \text{ kg}$$

$$M_{max} = 0.3(P_{incrementada}) = 0.3(36,660) = 10,998 \text{ kg-m}$$

$$\rho = 0.0065 \quad A_s = (0.0065)(20)(28.9) = 3.76 \text{ cm}^2$$

$$a = [(A_s * f_y) / (0.85 f'_c * b)] = [(3.76)(4698)] / [0.85(250)(20)] = 4.16 \text{ cm}$$

$$M_n = A_s * f_y (d - a/2) = (3.76)(4698)(28.9 - 4.16/2) = 4,737 \text{ kg-m}$$

$$\rho_{max} = 0.01305$$

$$A_s=(0.01305)(20)(28.9)=7.54 \text{ cm}^2$$

$$a=(A_s \cdot f_y)/(0.85 f'_c \cdot b) = [(7.54)(4698)]/[0.85(250)(20)]=8.33 \text{ cm}$$

$$M_n=A_s \cdot f_y \cdot (d-a/2)=(7.54)(4698)(28.9-8.33/2)=7,833 \text{ kg-m}$$

$$M_n=0.3P \leftarrow (\text{Momento nominal})$$

$$P=M_n/0.3=26110$$

Como la carga (P) obtenida del momento nominal es ligeramente menor que la carga (P) máxima por esfuerzo cortante, se propone para asegurar una falla tipo cortante y no por flexión 5 varillas de 5/8" como se acero de refuerzo por flexión:

$$A_s=(5 \text{ vrs})(2 \text{ cm}^2)=10 \text{ cm}^2$$

$$A_s=\rho \cdot b \cdot d$$

$$\rho=[(10)(4200)]/[0.85(250)(20)]=9.88 \text{ cm}$$

$$M_n=A_s \cdot f_y \cdot (d-a/2)=[(10)(4200)]/[28.9-9.88/2]=10,063 \text{ kg-m}$$

$$P= (M_n/0.3)=33,543 \text{ kg} \leftarrow (\text{Carga máxima a aplicar obtenida del momento nominal para 5 vrs No.5})$$

La carga (P) máxima obtenida por el momento nominal es mayor que la carga (P) máxima por esfuerzo cortante, esto asegura que la falla será por cortante y no por flexión.

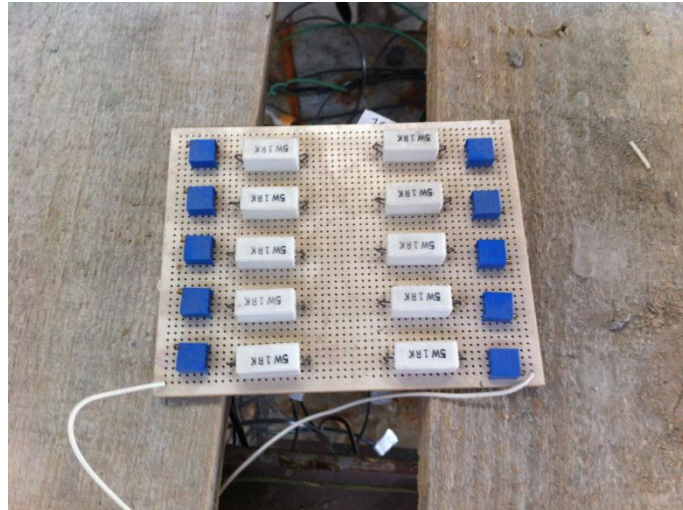
FOTOGRAFIAS

Deterioro de vigas



Extracción electroquímica de cloruros





Ensayo de vigas





Pérdida de masa



REFERENCIAS

1. Hernández-Castañeda O. y Mendoza Escobedo C. J., Durabilidad e Infraestructura: Retos e Impacto Socioeconómico, INGENIRÍA Investigación y Tecnología VII 1, Universidad Autónoma de México, Distrito Federal. México, (2006) 57-70.
2. Erdogdu S., Bremner T.W. y Kondratova I.L., Accelerated testing of plain and epoxy-coated reinforcement in simulated seawater and chloride solutions, Cement and Concrete Research 31 (2001) 861-867.
3. Elsener B., Andrade C., Gulikers J., Polder R. y Raupach M., Half-cell potential measurements – Potential mapping on reinforced concrete structures, RILEM TC 154-EMC: Electrochemical Techniques for Measuring Metallic Corrosion, Materials and Structures / Matériaux et Constructions, Vol. 36, August-September (2003) 46-471.
4. Park R. y Paulay T., Estructuras de Concreto Reforzado, ED. Limusa Noriega, Nueva Edición, (1990) 288-299.
5. Helene Paulo y Pereira Fernanda, Manual de Rehabilitación de Estructuras de Hormigón, Reparación, Refuerzo y Protección. REHABILITAR, CYTED, (2003).
6. Fontana Mars G., Corrosion Engineering, McGRAW-HILL Materials Science and Engineering Series, Tercera edición (1987) 1, 13, 14, 45-63. 36. González Cuevas, Robles, Aspectos fundamentales del concreto reforzado, Editorial Limusa, (1994) 159-178.
7. Higgins Christopher y Farrow III William C., Tests of Reinforced Concrete Beams with Corrosion Damaged Stirrups, ACI Structural Journal, January – February (2006) 133-141.
8. Del Valle Moreno Angélica, Pérez López Tezozómoc y Martínez Madrid Miguel, El Fenómeno de la Corrosión en Estructuras de Concreto Reforzado, Secretaria de Comunicaciones y Transportes Instituto Mexicano del Transporte (SCT), Publicación Técnica No. 182, Sanfandila, Qro, (2001) 1-88.

9. Austin S.A., Lyons R. y Ing M.J., "Electrochemical Behavior of Steel-Reinforced Concrete During Accelerated Corrosion Testing", Corrosion Engineering Section, vol 60, No.2 (2004) 203-212.
10. Nilson H., Diseño de estructuras de concreto, Mc. Graw Hill, Duodécima Edición, (1999) 105-121.
11. (Ferguson Phil M., Fundamentos del Concreto Reforzado, editorial CECSA, tercera edición, noviembre (1983): pp. 121, 125, 127 y 131)
12. González Cuevas, Robles, Aspectos fundamentales del concreto reforzado, Editorial Limusa, (1994) 159-178.
13. Nilson Arthur H. y Winter George, Desing of Concrete Structures, 11th edición, Mc Graw-Hill Book Company, (1991) 116 y 125
14. Bernal Jorge Raúl, Vigas: Estudio de las vigas de hormigón armado, editorial Nobuko, (2005): pp. 148 y 149.)
15. Tuutti, K. "Corrosion of steel in concrete". Report 4.82, The Swedish Cement and Concrete Association, Stockholm, (1982).
16. Uhlig. H., Revie, R. (2008) "corrosión ans corrosión control", John Wiley & sons, new jersey
17. Richardson, M. (2002). "fundamentals of durable reinforced concrete", spon press
18. El reedy, M. (2008)"Steel- reinforced concrete structures: assessment and repair of corrosión" CRC Press.
19. Bijen Jan, Durability of engineering structures, Design, repair and maintenance, Wood head publishing Limited, Cambridge England (2003) 3-53.

20. Castro-Borges Pedro, Corrosión en Estructuras de Concreto Armado, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A. C. (IMCYC), (1998) 9-20.
21. Fontana Mars G., Corrosion Engineering, McGRAW-HILL Materials Science and Engineering Series, Tercera edición (1987) 1, 13, 14, 45-63.
22. F. González, G. Fajardo, G. Arliguie, C.A. Juárez, G. Escadeillas, Electrochemical Realkalisation of Carbonated Concrete: an Alternative Approach to Prevention of Reinforcing Steel Corrosion, International Journal of Electrochemical Science 6 (December 2011), pp. 6332 - 6349, ISSN 1452-3981.
23. Almeraya Calderón F., Tiburcio C. Gaona y A. Martínez Villafañe, Monitoreo y control de la corrosión en estructuras de concreto, IMCYC, revista, (1998).
24. DURAR Red Temática XV.B Durabilidad de la Armadura, Manual de Inspección, Evaluación y Diagnóstico de Corrosión en Estructuras de Hormigón Armada, CYTED Programa Iberoamericano de Ciencia y Tecnología para el Desarrollo, 2ª. Edición, (1998) 30-39.
25. Böhni Hans, Corrosion in reinforced concrete structures, Wood head Publishing (WP), first edition (2005) 2-7, 13, 27
26. Heckroodt R.O., Guide to the Deterioration and Failure of Building Materials, Thomas Telford, (2002) 35 y 36.
27. Bertolini, L., Elsener, B., Edeferrri, P., Polder, R. (2004) "Corrosion of steel in concrete", Wiley – VCH Verlag GmbH & Co., Weinheim.
28. Alfonso cobo Escamilla, corrosion de armaduras de estructuras de hormigon armado: causas y procedimientos de rehabilitación (2001) 207-210.
29. G. Fajardo, G. Escadeillas, G. Arliguie, Electrochemical chloride extraction from steel reinforced concrete specimens contaminated from artificial sea-water, Corrosion Science, 48 (2006) 110 – 125, ISSN

30. B. B. Adhikary y H. Mutsuyoshi, «Shear strengthening of reinforced concrete beams using various techniques,» *Construction and Building Materials*, vol. XX, pp. 366-373, 2006.
31. A. Bimal Babu y M. Hiroshi, «Shear strengthening of RC beams with web-bonded continuous steel plates,» *Construction and Building Materials*, vol. XX, pp. 296-307, 2006.
32. C.A. Juárez , B. Guevara, G. Fajardo, P. Castro-Borges, “ ultimate and nominal shear strength in reinforced concrete beams deteriorated by corrosión” volume 33, issue 12, Pages 3189–3196
33. Rodriguez- Reyna S.L., Espiricueta-Gonzalez D.E “*Results of an ECE Varying Degrees of Corrosion and Time of Application of the Technique*” volumen XIII (número 4),
34. C.C. Chang, W. Yeih, J.J. Chang, R. Huang “Effects of stirrups on electrochemical chloride removal efficiency”
35. Haijun Zhou, Jinlong Lu, Xi Xv, Biqing Dong, Feng Xing “Effects of stirrup corrosion on bond-slip performance of reinforcing steel in concrete: An experimental study” *Construction and building materials*, volume 93, 2015, pages 257-266
36. C.A. Juárez, R Soto, G Fajardo, P. Castro-Borges “Restitución de la resistencia a cortante en vigas afectadas por corrosión en los estribos a través de métodos usuales de rehabilitación a cortante, 2015
37. ACI 318-11, «Building Code Requirements for Structural Concrete,» *American Concrete Institute*, pp. 161-196, 2011.
38. ASTM C 143 / C 143M - 10a, «Standard Test Method for Slump of Hydraulic Cement Concrete,» *ASTM International*, vol. 04.02, pp. 1-4, 2010.
39. ASTM C192 / C192M - 12, «Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Laboratory,» *ASTM International*, vol. 04.02, pp. 1-8, 2012.
40. ASTM C39 / C39M - 12a, «Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens,» *ASTM International* , vol. 04.02, pp. 1-7, 2012.

41. NMX-C-407-ONNCCE, «Industria de la construcción - Varilla corrugada de acero proveniente de lingote y palanquilla para refuerzo de concreto - Especificaciones y métodos de prueba,» *Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, S.C.*, 2001.
42. ASTM C685 / C685M - 11, «Standard Specification for Concrete Made by Volumetric Batching and Continuous Mixing,» *ASTM International*, vol. 04.02, pp. 1-9, 2011.
43. J. Baron y J.-P. Ollivier, «La Durabilité des Bétons, Presses de l'école nationale des ponts et chaussées,» p. 337, 1992.
44. ASTM C876 - 09, «Standard Test Method for Corrosion Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete,» *ASTM International*, vol. 03.02, pp. 1-7, 2009.
45. Critical chloride content in reinforced concrete — A review Ueli Angst^a, Bernhard Elsener^b, Claus K. Larsen^{a, c}, Øystein Vennesland^a
46. Rodríguez-Reyna, Espericueta-González D.E., Miranda-Vidales J.M., Gaona-Tiburcio C., Resultados de una EEC variando los grados de Corrosión y el tiempo de aplicación de la técnica, Ingeniería Investigación y Tecnología, volumen XIII (número 4), octubre-diciembre 2012.
47. ASTM G1 - 03(2011), «Standard Practice for Preparing, Cleaning, and Evaluating Corrosion Test Specimens,» *ASTM International*, vol. 03.02, pp. 1-9, 2011.
48. C. Alonso, C. Andrade, M. Castellote y P. Castro, «Chloride threshold values to despassivate reinforcing bars embedded in a standardized OPC mortar,» *Cement and Concrete Research*, vol. 30, pp. 1046-1055, 2000.
49. ASTM C94 / C94M - 12, « Standard Specification for Ready-Mixed Concrete,» *ASTM International*, vol. 04.02, pp. 1-12, 2012.
50. Jin Xia, Wei-liang, Long- yuan LI “Shear performance of reinforced concrete beams with corroded stirrups in chloride environment” *Corrosion Science*, Volume 53, Issue 5, May 2011, Pages 1794-1805
51. S. Yoon, W. Kejin , J. W. W. y P. S. Surrenda, «Interaction between Loading, Corrosion, and Serviceability of Reinforced Concrete,» *ACI Materials Journal, Technical Paper*, Vols. %1 de %2Noviembre-Diciembre, pp. 637-644, 2000.