



UNIVERSIDAD MICHOCANA DE SAN
NICOLÁS DE HIDALGO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS PROFESIONAL

“Inspección y análisis por condiciones de durabilidad; propuesta de rehabilitación del puente El Teolán, localizado en el km 47+900 en la carretera Playa Azul – Manzanillo, Michoacán, México”

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:
MAESTRO EN INFRAESTRUCTURA DEL TRANSPORTE EN LA RAMA DE LAS
VÍAS TERRESTRES

PRESENTA:

Ingeniero Civil Noel Díaz González

ASESOR:

Maestro en Administración Wilfrido Martínez Molina

COASESORES:

Doctora en Ingeniería Angélica de Lourdes del Valle Moreno

Doctor en Ingeniería José Trinidad Pérez Quiroz

MORELIA, MICH. FEBRERO DE 2014





DEDICATORIAS

Principalmente dedico este trabajo a mi esposa **Cynthia Lizeth Martínez Romero** y a mi hija **Sayuri Lizeth Díaz Martínez** por darme su gran apoyo y comprensión cuando lo he necesitado, por darme amor y cariño cada minuto de su vida, por llenar de alegría mi corazón y porque son lo que más amo.

A mi madre **Ma. Isabel González Santacruz** por darme la vida y ser la mejor mamá del mundo dándome mucho amor, porque siempre ha luchado por ver en mí un hombre de bien y por estar conmigo en las buenas y en las malas.

A mi padre **Samuel Díaz Cortes** por ser un hombre ejemplar en mi familia, porque siempre lucha para que nunca nos falte nada, por educarme con respeto y cariño, por darme la oportunidad de estudiar y creer en mí, por enseñarme como se debe de trabajar y por ser el mejor padre que dios me dio.

A mis hermanos **Fredy Díaz González y Luis Roberto Díaz González** por siempre apoyarme en los momentos difíciles y por ayudarme a mejorar la vida de mis padres.

A mi tía **Nereida Díaz Cortes** por darme techo cuando estudie el bachillerato y además por tratar de que nunca me faltara nada, por quererme como a un hijo y por educarme con valor y respeto cuando mis padres no estaban ahí para hacerlo.

A mi tío **Macario Gómez González** por darme techo para vivir cuando estudie la licenciatura y la maestría, por su apoyo incondicional y sus buenos consejos, por quererme como a un hijo y por ser una persona que admiro y quiero mucho.

A mi tía **Susana Alejandre Gómez** por sus buenos deseos hacia mí, por el apoyo brindado y por ser un gran ejemplo de mujer.

A mi tío **José Ascensión González Santacruz** por brindarme apoyo económico cuando lo he necesitado y además, por ayudarme en los momentos más importantes de mi vida como titulación y matrimonio.

A mi suegra **Ofelia Romero Zamarripa** por darme su apoyo incondicional y verme como a un hijo.

Y a todos mis primos y tíos que no terminaría de mencionarlos, los quiero mucho y siempre los llevo en el corazón, *les dedico este pequeño trabajo.*





AGRADECIMIENTOS

Primero que nada quiero agradecer a Dios por haberme dado la oportunidad para poder lograr una meta más en mi vida, por darme la capacidad de soñar y la fuerza para que mis sueños se hagan realidad.

A mi asesor **Ing. Wilfrido Martínez Molina** por revisar mi tesis y asesorarme cuando lo requería, por la confianza y el apoyo incondicional, por sus buenos consejos y su gran amistad.

A mi coasesora **Dra. Angélica de Lourdes Del Valle Moreno** por ser participe en la revisión de mi trabajo, por ayudarme a corregirlo donde se requería y por su gran apoyo con ideas y comentarios relevantes.

A mi coasesor **Dr. José Trinidad Pérez Quiroz** por su valioso apoyo durante las pruebas realizadas en campo, elaboración de trabajos y además por brindarme nuevos conocimientos y habilidades para mejorar como profesionista.

A la **Dra. Elia Mercedes Alonso Guzmán** por brindarme la confianza y las herramientas para lograr mi trabajo de investigación, y además por el apoyo brindado a lo largo de mi carrera.

Al **Dr. Hugo Luís Chávez García**, a la **M.I. Cindy Lara Gómez**, al maestro **Jesús Zauno Zamudio** y al maestro **Rubén Hernández Guzmán** por aportarme ideas y herramientas que facilitaron la elaboración de mis pruebas de laboratorio.

A mis amigos y compañeros que siempre estuvieron pendientes de mi trabajo: **José Alberto Guzmán Torres, Marco A. Mondragón Órnelas, Marco A. Navarrete Serás, Arturo Cervantes Cristóbal, Nancy Leticia Araujo Arreola, Ana Isabel Torres Murillo, Maybelin Carolina García Chiquito, Arturo Zalapa Damián** y a todos aquellos que siempre me brindaron su amistad y apoyo.

Al Laboratorio de Materiales por darme un espacio para realizar mi experimentación y por la oportunidad de laborar en él como ayudante de técnico académico. A la Facultad de Ingeniería Civil por haberme formado como un buen Ingeniero, gracias a todos los maestros que aportaron un poco de su conocimiento en mi formación y gracias al personal administrativo por la ayuda brindada. Y especialmente gracias al CONACYT por ayudarme económicamente en mi formación. Gracias a todos...





RESUMEN

El presente trabajo evalúa las características del concreto de un puente ubicado en la costa michoacana. Esta estructura está expuesta a condiciones medioambientales adversas, por un lado existe la presencia de contaminantes atmosféricos y por el otro la presencia de iones del agua de mar. El puente es muy importante porque forma parte del corredor turístico de la costa y es esencial para el desarrollo económico de esta zona. De acuerdo con lo indicado en el programa SIPUMEX, este se clasifica como clase 3, lo cual indica que es necesaria la reparación en un periodo de tiempo muy corto. Su evaluación consistió de una inspección preliminar visual en la cual se identificaron daños y se tomaron fotos, después una inspección detallada que consistió en levantamiento topográfico, cuantificación de daño, obtención de muestras, análisis en sitio y análisis en laboratorio. A la estructura se realizaron los siguientes análisis en el sitio: localización y profundidad de acero, velocidad de corrosión, resistencia eléctrica, potencial de corrosión, esclerometría y extracción de núcleos. En el Laboratorio de Materiales “Ing. Luis Silva Ruelas” de la Facultad de Ingeniería Civil de la UMSNH, a los núcleos de concreto extraídos se les realizaron los siguientes análisis: resistividad eléctrica, velocidad de pulso ultrasónico, esclerometría, compresión simple, porosidad y penetración de cloruros. La profundidad promedio del acero en estribos fue de 7 cm, en pilas de 7.33cm y menos de 1 cm en la losa; la profundidad de carbonatación promedio fue de 2.48 cm; la calidad del concreto se considera buena, sin embargo se observa que no hubo control adecuado en la construcción del puente, debido a las variaciones de los resultados de las pruebas realizadas en cada elemento del puente. El acero de las pilas y estribos de la estructura se encuentra pasivo, lo cual indica que aun no existen problemas por corrosión, mientras que la losa si presenta problemas de corrosión estructural. Por otro lado el concreto en general se encuentra sano, sin embargo la losa y travesaños presentan daños estructurales por cortante. Por lo que es necesario realizar rehabilitaciones que ayuden a mantener las características físicas y mecánicas de esta estructura.

Palabras clave: concreto, acero, corrosión, resistencia, puente.





ABSTRACT

This paper evaluates the characteristics of the concrete of a bridge located on the coast of Michoacán. This structure is exposed to adverse environmental conditions, on one side there is the presence of air pollutants and the presence of other ions from seawater. The bridge is very important because it is part of the tourist corridor from the coast and is essential for the economic development of this area. Accordingly SIPUMEX indicated in the program, this is classified as Class 3, which indicates that repair is necessary on a very short time period. The evaluation consisted of visual preliminary inspection which identified the damage and took pictures, then a detailed inspection consisted of surveying, damage quantification, sampling, site analysis and laboratory analysis. A structure the following analyzes were performed on the site location and depth of steel corrosion rate, electrical resistance, corrosion potential and coring esclerometría. In the Laboratory of Materials "Ing. Luis Silva Ruelas "in the Faculty of Engineering Civil UMSNH the extracted concrete cores underwent the following tests: electrical resistivity, ultrasonic pulse velocity, esclerometría, simple compression, porosity and chloride penetration. The average depth of the steel stirrups was 7 cm, in piles of 7.33cm and less than 1 cm in the slab; average carbonation depth was 2.48 cm; concrete quality is considered good, however it is noted that there was no proper control on the bridge due to variations in the results of tests performed on each element of the bridge. The steel of the piers and abutments of the structure is passive, which indicates that there are still no corrosion problems, while the slab if you have structural corrosion problems. Furthermore the concrete is generally healthy, however the slab and girders present shear structural damage. So it is necessary to make renovations to help maintain the physical and mechanical properties of this structure.

Keywords: concrete, steel, corrosion, resistance, bridge.





OBJETIVO

Desde el punto de vista de la durabilidad, evaluar las características físicas y mecánicas de los materiales del puente “El Teolán” con la finalidad de realizar una propuesta de rehabilitación.

JUSTIFICACIÓN

En México existe un gran número de puentes construidos entre los años 40’s y 60’s, los cuales fueron diseñados para una vida útil de 60 años aproximadamente [1], por lo que actualmente muchas de estas estructuras ya han cumplido su servicio y es necesario saber en qué condiciones se encuentran, para poder elegir algún tipo de mantenimiento, rehabilitación o reparación, de acuerdo a las necesidades de cada puente.

Tal es la preocupación de la SCT por este tema, que ha realizado algunas evaluaciones superficiales del estado actual de los puentes en México, donde los puentes de la costa son los que presentan mayor daño estructural, debido a agentes ambientales que dañan al concreto y al acero, sin embargo es necesario inspeccionar de manera detallada cada una de estas estructuras y así verificar la realidad en la que se encuentran. De ahí surge la idea de estudiar a detalle un puente de estas características como tema de “tesis”, y así contribuir un poco con las necesidades de la secretaría de comunicaciones y transportes, para visualizar detalladamente las afectaciones de esta estructura costera y tener la visión del estado real de los demás puentes. El puente elegido para el estudio se llama “El Teolán”, el cual es muy importante para el desarrollo turístico y económico de la costa, sin embargo este puente también es uno de los más críticos de la zona, ocupando la clasificación 3, lo cual indica que es necesaria la reparación en un periodo de tiempo muy corto [2].

Cabe señalar que las reparaciones por durabilidad en México, generalmente no se hacen bien, ya que muchas veces se contratan personas sin experiencia, y además la SCT no diagnostica adecuadamente los problemas, por lo tanto no genera un catalogo de conceptos adecuado para el concurso de reparación.

Es por ello que en este trabajo se evaluara de manera puntual todos y cada uno de los problemas que afectan esta estructura, con la finalidad de presentar un diagnostico completo y así dictaminar las solución de cada deterioro.





ÍNDICE GENERAL

Contenido

DEDICATORIAS	I
AGRADECIMIENTOS	II
RESUMEN	III
ABSTRACT	IV
OBJETIVO	V
JUSTIFICACIÓN	V
ÍNDICE GENERAL	VI
ÍNDICE DE TABLAS	XII
ÍNDICE DE IMÁGENES	XIV
ÍNDICE DE GRÁFICAS	XVI
I. INTRODUCCIÓN	- 1 -
II. CARACTERÍSTICA DE LOS PUENTES	- 3 -
II.1. Evolución de los puentes	- 3 -
II.2. Tipo de puentes	- 4 -
II.2.1. Clasificación de los puentes de acuerdo a su estructura.	- 5 -
II.2.1.1. Puente colgante.	- 5 -
II.2.1.2. Puente en arco	- 5 -
II.2.1.3. Puente de vigas.	- 6 -
II.2.1.4. Puente en ménsula	- 6 -
II.2.1.5. Puente móvil.	- 7 -
II.2.1.6. Puente Atirantado	- 7 -
II.2.2. Clasificación de los puentes de acuerdo a sus materiales.	- 8 -
II.2.2.1. Puente de madera.	- 8 -





II.2.2.2. Puente de mampostería.....	- 8 -
II.2.2.3. Puente metálico.....	- 9 -
II.2.2.4. Puente de concreto reforzado.....	- 9 -
II.2.3. Clasificación de los puentes de acuerdo a su tamaño de claro.....	- 10 -
II.3. Partes de un puente carretero en México.....	- 10 -
II.3.1. Pilas.....	- 11 -
II.3.2. Vigas.....	- 11 -
II.3.3. Losa.....	- 11 -
II.3.4. Apoyos de neopreno.....	- 12 -
II.3.5. Juntas.....	- 12 -
II.3.6. Cabezal.....	- 12 -
II.3.7. Estribos.....	- 13 -
II.3.8. Superficie de rodamiento.....	- 13 -
II.3.9. Cimentación.....	- 13 -
II.4. Puentes en México.....	- 14 -
II.4.1. SIPUMEX.....	- 14 -
III. COMPONENTES Y AFECTACIONES DE LAS ESTRUCTURAS DE CONCRETO.....	- 16 -
III.1. Agregados pétreos.....	- 16 -
III.2. Cemento.....	- 16 -
III.2.1. Tipo de cementos.....	- 17 -
III.3. Acero estructural.....	- 18 -
III.4. Factores que propician el deterioro del concreto armado.....	- 19 -
III.4.1. Dosificación del concreto.....	- 20 -
III.4.2. Espesor del recubrimiento de concreto.....	- 20 -





III.4.3. Efecto de la temperatura.	- 21 -
III.4.4. Humedad en los poros del concreto.	- 21 -
III.4.5. Efecto del oxígeno.	- 21 -
III.4.6. Lixiviación por aguas blandas.	- 22 -
III.4.7. Presencia de sulfatos.	- 22 -
III.4.8. Presencia de cloruros.	- 23 -
III.4.9. Presencia de ácidos.	- 24 -
III.4.10. Presencia de CO ₂	- 25 -
III.5. Degradación del concreto endurecido.	- 26 -
III.5.1. Fisuras.	- 26 -
III.5.2. Grietas.	- 27 -
III.5.3. Desprendimientos.	- 28 -
III.5.4. Erosión.	- 28 -
III.5.5. Manchas.	- 29 -
III.6. Corrosión del acero de refuerzo.	- 29 -
III.6.1. Corrosión por picaduras.	- 31 -
III.6.2. Corrosión en espacios confinados.	- 32 -
III.6.3. Corrosión bajo tensión.	- 33 -
III.6.4. Corrosión por corriente de interferencia.	- 34 -
III.6.5. Corrosión generalizada.	- 35 -
III.6.6. Corrosión galvánica.	- 36 -
III.7. Modelo de Tutti.	- 37 -
III.8. Diagrama de Pourbaix.	- 39 -
IV. TÉCNICAS DE PREVENCIÓN Y PROTECCIÓN.	- 41 -
IV. 1. Protección directa del acero.	- 41 -





IV.1.1. Recubrimientos epóxicos.....	- 41 -
IV.1.2. Galvanización del acero.....	- 42 -
IV.1.3. Protección catódica.....	- 43 -
IV.1.4. Empleo de acero inoxidable.....	- 45 -
IV. 2. Protección indirecta a través del concreto.	- 47 -
IV. 2.1. Morteros de aplicación.	- 47 -
IV. 2.2. Revestimientos.	- 49 -
IV. 2.3. Extracción de los iones cloruro del concreto.	- 49 -
IV. 2.4. Realcalinización.	- 50 -
IV. 2.5. Inhibidores de corrosión.	- 50 -
V. ESTUDIO DEL PUENTE EL TEOLÁN	- 51 -
V.1. Localización.	- 51 -
V.2. Inspección preliminar.	- 52 -
V.2.1. Antecedentes de la estructura.....	- 53 -
V.2.2. Características del medio.	- 53 -
V.2.3. Examen visual general de la estructura.....	- 54 -
V.3. Inspección detallada.....	- 57 -
V.3.1. Plan de trabajo.	- 57 -
V.3.2. Metodología de trabajo.	- 61 -
V.4. Descripción de los trabajos y pruebas realizadas.	- 68 -
V.4.1. Descripción de los trabajos y pruebas realizadas en campo.	- 68 -
V.4.1.1. Determinación de características físicas.	- 68 -
V.4.1.2. Levantamiento topográfico.....	- 69 -
V.4.1.3. Localización del acero.....	- 70 -
V.4.1.4. Resistencia, potenciales y velocidad de corrosión.....	- 71 -





V.4.1.5. Homogeneidad del concreto.....	- 72 -
V.4.1.6. Extracción de cilindros de concreto endurecido.....	- 73 -
V.4.1.7. Reparación del concreto afectado debido a la extracción.....	- 74 -
V.4.2. Descripción de los trabajos y pruebas realizadas en laboratorio.....	- 75 -
V.4.2.1 Corte de las muestras cilíndricas en el laboratorio.....	- 75 -
V.4.2.2 Porosidad.....	- 76 -
V.4.2.3 Carbonatación.....	- 78 -
V.4.2.4 Porcentaje de cloruros.....	- 79 -
V.4.2.5 Resistividad eléctrica.....	- 81 -
V.4.2.6. Velocidad de pulso ultrasónico.....	- 83 -
V.4.2.7. Cabeceado de cilindros.....	- 86 -
V.4.2.8. Resistencia a la compresión simple en cilindros de concreto.....	- 87 -
VI. RESULTADOS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	- 89 -
VI.1. Resultados obtenidos en campo.....	- 89 -
VI.1.1. Resultados de la inspección física del puente.....	- 89 -
VI.1.2. Profundidad y localización del acero mediante el Pacómetro.....	- 104 -
VI.1.3. Resultados de velocidad de corrosión, potenciales y resistencia eléctrica del puente El Teolán mediante Gecor 6.....	- 104 -
VI.1.4. Homogeneidad del concreto mediante el esclerómetro.....	- 113 -
VI.2. Resultados obtenidos en el laboratorio.....	- 115 -
VI.2.1. Porosidad del Concreto (Fagerlund).....	- 115 -
VI.2.2. Profundidad de carbonatación del concreto mediante análisis químico (Fenolftaleína).....	- 116 -
VI.2.3. Porcentaje de iones Cl ⁻ en el concreto.....	- 117 -
VI.2.4. Resultados de resistividad eléctrica.....	- 120 -





VI.2.5. Resultados de velocidad de pulso ultrasónico.....	- 122 -
VI.2.6. Esfuerzo de ruptura a compresión simple, f^c	- 123 -
VI.3. Relación y comparación de los resultados obtenidos (tablas y graficas).	- 124 -
VI.3.1. Relación: Velocidad de corrosión vs Altura sobre el nivel del suelo.....	- 124 -
VI.3.2. Relación: Potencial de corrosión vs Altura sobre el nivel del suelo.	- 125 -
VI.3.3. Relación: Resistividad eléctrica vs Altura sobre el nivel del suelo.....	- 126 -
VI.3.4. Relación: Velocidad de corrosión vs Resistividad eléctrica.	- 127 -
VI.3.5. Relación: Velocidad de corrosión vs Potencial de corrosión.....	- 128 -
VI.3.6. Comparación de la profundidad del acero y la profundidad de carbonatación...	- 129 -
VI.3.7. Comparación de los resultados de Esclerometría y Esfuerzo de ruptura (f^c)....	- 130 -
VI.3.8. Relación: Resistividad eléctrica vs Esclerometría.....	- 131 -
VI.3.9. Relación: Velocidad de Pulso Ultrasónico vs Esfuerzo de ruptura.....	- 132 -
VI.3.10. Relación: Velocidad de Pulso Ultrasónico vs Resistividad eléctrica.	- 133 -
VI.3.11. Relación: Resistividad eléctrica vs Esfuerzo (f^c).	- 134 -
VI.3.12. Comparación de los resultados de Porosidad y Resistividad eléctrica.	- 135 -
VI.3.13. Comparación de los resultados de Porosidad y Carbonatación.	- 136 -
VII. CONCLUSIÓN.	- 138 -
VIII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.	- 140 -
IX. ANEXOS.....	- 144 -
IX.1. ANEXO FOTOGRÁFICO DE LA INSPECCIÓN DEL PUENTE EL TEOLÁN..	- 144 -





ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Clasificación de los puentes de acuerdo al claro libre [7].	- 10 -
Tabla 2. Secciones recomendadas de acuerdo al claro libre [7].	- 11 -
Tabla 3. Clasificación de puentes de acuerdo a su deterioro [2].	- 14 -
Tabla 4. Cantidad y longitud de puentes por entidad [2].	- 15 -
Tabla 5. Compuestos principales del cemento Portland [11].	- 17 -
Tabla 6. Tipo de cemento [12].	- 18 -
Tabla 7. Propiedades resistentes del cemento [12].	- 18 -
Tabla 8. Característica del cemento [12].	- 18 -
Tabla 9. Diámetros y propiedades del acero estructural [14].	- 19 -
Tabla 10. Proceso de carbonatación en relación con la humedad relativa [17,19].	- 26 -
Tabla 11. Tipo de fisuración según el tiempo de aparición [20].	- 27 -
Tabla 12. Características estructurales del puente El Teolán [2].	- 53 -
Tabla 13. Características fisico-químicas de la estructura [2,24].	- 54 -
Tabla 14. Pruebas a realizar de cada extracción.	- 60 -
Tabla 15. Riesgo de corrosión en función de la resistividad [15].	- 83 -
Tabla 16. Clasificación del concreto en función de la velocidad de pulso ultrasónica [36].	- 85 -
Tabla 17. Afectaciones físicas del puente El Teolán.	- 92 -
Tabla 18. Resumen de los daños de cada uno de los elementos del puente.	- 102 -
Tabla 19. Total de daños presentes en la estructura del puente El Teolán.	- 103 -
Tabla 20. Profundidad y localización del acero.	- 104 -
Tabla 21. Clasificación del concreto [15].	- 107 -
Tabla 22. Clasificación del acero de acuerdo al electrodo Cu/CuSO ₄ [14].	- 110 -
Tabla 23. Clasificación del concreto [14].	- 113 -
Tabla 24. Resistencia aproximada mediante el Martillo Schmidt.	- 113 -
Tabla 25. Porosidad del concreto.	- 116 -
Tabla 26. Profundidad de carbonatación del concreto.	- 116 -
Tabla 27. Resultados de porcentaje de cloruros.	- 117 -
Tabla 28. Resultados de resistencia eléctrica.	- 120 -
Tabla 29. Clasificación del concreto [14].	- 121 -





Tabla 30. Velocidad de pulso ultrasónico. - 122 -
Tabla 31. Clasificación del concreto (ASTM C 597-02, 2003). - 123 -
Tabla 32. Resistencia del concreto. - 123 -





ÍNDICE DE IMÁGENES

Imagen 1. Aspecto general del puente, 4 columnas, 5 claros, 166m de longitud, 11m de ancho y 38 años de antigüedad.	- 2 -
Imagen 2. Puente Alcántara.....	- 4 -
Imagen 3. Puente Golden gate, usa.....	- 5 -
Imagen 4. Puente coalbrookdale, Inglaterra.....	- 6 -
Imagen 5. Puente El Teolán, Michoacán, México.....	- 6 -
Imagen 6. Puente Newark Bay, Bayonne, New Jersey.....	- 7 -
Imagen 7. Puente Albatros, Michoacán, México.....	- 7 -
Imagen 8. Puente Baluarte Bicentenario, Durango-Sinaloa, México.....	- 8 -
Imagen 9. Desprendimiento del recubrimiento de concreto.....	- 28 -
Imagen 10. Manchas de eflorescencia y óxido.....	- 29 -
Imagen 11. Puerto Progreso, Yucatán, México.....	- 47 -
Imagen 12. Carretera Playa azul- Manzanillo [23].....	- 51 -
Imagen 13. Ubicación del puente El Teolán [23].....	- 52 -
Imagen 14. Presencia de humedad, lixiviación, grietas y manchas de óxidos.....	- 55 -
Imagen 15. Presencia de humedad, lixiviación, grietas y desprendimientos de concreto.....	- 55 -
Imagen 16. Presencia de lixiviación, desprendimientos y acero expuesto.....	- 55 -
Imagen 17. Medición de fisuras y manchas de lixiviación.....	- 61 -
Imagen 18. Levantamiento topográfico.....	- 62 -
Imagen 19. Localización del acero estructural.....	- 62 -
Imagen 20. Análisis mediante Gecor.....	- 63 -
Imagen 21. Análisis mediante Martillo Schmidt.....	- 63 -
Imagen 22. Extracción de concreto endurecido.....	- 64 -
Imagen 23. Reparación del hueco producto de la extracción.....	- 64 -
Imagen 24. Total de muestras de concreto extraídas.....	- 65 -
Imagen 25. Corte de las muestras extraídas.....	- 65 -
Imagen 26. Rodajas de 5 cm para prueba de porosidad.....	- 65 -
Imagen 27. Profundidad de carbonatación mediante análisis químico.....	- 66 -
Imagen 28. Rodajas a cada 1cm de profundidad para prueba de % de cloruros.....	- 66 -





Imagen 29. Prueba de resistividad eléctrica.	- 67 -
Imagen 30. Prueba de velocidad de pulso ultrasónico.	- 67 -
Imagen 31. Cabeceado de especímenes cilíndricos relación 2 a 1.	- 68 -
Imagen 32. Prueba de compresión simple.	- 68 -
Imagen 33. Estación total trimble 5000, utilizada.	- 70 -
Imagen 34. Pacómetros utilizados en el estudio.	- 71 -
Imagen 35. Gecor 6 utilizado en el estudio.	- 72 -
Imagen 36. Esclerómetro utilizado en el estudio.	- 73 -
Imagen 37. Extractora de núcleos utilizada en el estudio.	- 74 -
Imagen 38. Mortero Sika Grout utilizado en la reparación.	- 75 -
Imagen 39. Cortadora eléctrica utilizada.	- 76 -
Imagen 40. Porosidad del concreto.	- 78 -
Imagen 41. Fenolftaleína utilizada para los corazones.	- 79 -
Imagen 42. Imagen de por ciento de cloruros.	- 81 -
Imagen 43. Resistómetro Nilsson utilizado para el análisis [30].	- 82 -
Imagen 44. Equipo de Velocidad de Pulso Ultrasónico utilizado.	- 86 -
Imagen 45. Azufre utilizado para el cabeceado.	- 87 -
Imagen 46. Maquina Universal “Forney”, utilizada para determinar f’c.	- 88 -





ÍNDICE DE GRÁFICAS

Grafica 1. Puentes de la red federal libre de peaje [2].	- 15 -
Grafica 2. Modelo de Tutti [22].	- 38 -
Grafica 3. Diagrama de Pourbaix [1].	- 40 -
Grafica 4. Comparación de la resistencia aproximada de las pilas frente a Mar y a Tierra.	- 114 -
Grafica 5. Homogeneidad del concreto de las pilas.	- 115 -
Grafica 6. Porosidad del concreto.	- 115 -
Grafica 7. Profundidad de carbonatación en las pilas.	- 116 -
Grafica 8. Porcentaje de cloruros Estribo 1 y 2.	- 118 -
Grafica 9. Porcentaje de cloruros Pila I.	- 119 -
Grafica 10. Porcentaje de cloruros Pila II.	- 119 -
Grafica 11. Porcentaje de cloruros Pila III.	- 119 -
Grafica 12. Porcentaje de cloruros Pila IV.	- 120 -
Grafica 13. Resistividad eléctrica.	- 121 -
Grafica 14. Velocidad de pulso ultrasónico.	- 122 -
Grafica 15. Resistencia del concreto.	- 124 -
Grafica 16. Relación: Velocidad de corrosión vs Altura de la prueba.	- 125 -
Grafica 17. Relación: Potencial de corrosión vs Altura de la prueba.	- 126 -
Grafica 18. Relación: Resistividad eléctrica vs Altura de la prueba.	- 127 -
Grafica 19. Relación: Velocidad de corrosión vs Resistividad eléctrica.	- 128 -
Grafica 20. Relación: Velocidad de corrosión vs Potencial de corrosión.	- 129 -
Grafica 21. Profundidad carbonatada del concreto que protege el acero.	- 130 -
Grafica 22. Comparación del $f'c$ y el parámetro del Esclerómetro.	- 131 -
Grafica 23. Relación: Resistividad eléctrica vs Esclerometría.	- 132 -
Grafica 24. Relación: Velocidad de Pulso Ultrasónico vs Esfuerzo $f'c$.	- 133 -
Grafica 25. Relación: Velocidad de Pulso Ultrasónico vs Resistividad eléctrica.	- 134 -
Grafica 26. Relación: Resistividad eléctrica vs Esfuerzo $f'c$.	- 135 -





I. INTRODUCCIÓN

A lo largo de los años el hombre ha buscado los medios para realizar sus actividades de manera más rápida y segura, lo cual ha contribuido a la gran evolución que hoy en día vivimos, un claro ejemplo de esta evolución fue la creación del primer ferrocarril en Inglaterra en el año de 1825 el cual demandaba una vía para su operación, años después en Alemania en el año de 1886 se puso en marcha el primer vehículo automotor que de igual manera demandaba un camino por donde transitar. Estos grandes inventos revolucionaron la vida del ser humano al minimizar la distancia entre 2 puntos o ciudades, sin embargo las condiciones topográficas limitaban los recorridos, generando viajes muy cansados y poco placenteros. Es por ello que surgió la necesidad de crear túneles y puentes que disminuyeran el tiempo de recorrido entre 2 lugares, no obstante para construir estas estructuras se necesitaban grandes montos de dinero y largos periodos de construcción.

Años más tarde se observó que la construcción de puentes era más factible respecto a la construcción de túneles, ya que los costos y tiempos de construcción eran menores, a tal grado que en la actualidad los puentes en conjunto con las carreteras son la base del desarrollo de la economía del mundo, debido a que los puentes ayudan a proyectar caminos seguros y de recorridos cortos, al reducir el número de curvas horizontales de acuerdo a las condiciones topográficas del terreno. Hace algunos años se pensaba que los puentes durarían para siempre y que la resistencia de los materiales se incrementaba con paso de los años [1] sin embargo actualmente más de la mitad de los puentes construidos a lo largo de la costa Mexicana presentan deterioro, debido a la presencia de agentes atmosféricos que propician la degradación del concreto y la corrosión del acero, por tal motivo es necesario conocer la gravedad del problema y proponer una solución, que pueda minimizar el daño de las estructuras de concreto localizadas en zonas marinas. Así pues este trabajo evalúa las condiciones de deterioro de uno de los puentes más importantes de la costa, “El Teolán” localizado en la carretera federal 200 libres de peaje, Playa Azul –Manzanillo, kilómetro 47+900 [2]. El puente fue construido en 1975 con una longitud de 166 m y está constituido por 4 pilas circulares huecas con un espesor de pared de 30 cm, 5 claros conformados por trabes cajón huecas y losa maciza, 2 estribos de concreto y forma geométrica de curva horizontal [2], Imagen 1.





Imagen 1. Aspecto general del puente, 4 columnas, 5 claros, 166m de longitud, 11m de ancho y 38 años de antigüedad.

Cabe mencionar que la zona marina y la presencia de contaminantes atmosféricos generan las condiciones más agresivas para las estructuras de concreto armado, los agentes ambientales provocan la degradación del concreto y posteriormente la corrosión de las barras de acero, lo cual afecta la estabilidad de la estructura al reducirse el área de la sección transversal de las varillas y consecuentemente la pérdida de la capacidad resistente [3]. Es por ello que para evaluar el puente fue necesaria una inspección preliminar, inspección detallada y obtención de muestras para analizarlas en el laboratorio, se obtuvieron datos físicos de pilas, trabes, estribos y losa, además de pruebas químicas y eléctricas a pilas y estribos. El anterior análisis pretende dar solución a los problemas que presenta esta estructura mediante reparaciones técnicas que disminuyan el deterioro del puente y que incrementen su vida útil varios años más.





II. CARACTERÍSTICA DE LOS PUENTES

II.1. Evolución de los puentes.

La construcción de puentes aparece como una de las actividades más antiguas del hombre, ya que tales obras servían para salvar obstáculos como ríos, canales, entrantes de mar, estrechos de mar, lagos y barrancos. Estos puentes primitivos estaban constituidos principalmente por madera y piedra, y deben su origen cuando se le ocurrió al hombre prehistórico derribar un árbol de forma que, al caer, enlazara los dos extremos de una corriente sobre la que deseaba cruzar. A medida que fue pasando el tiempo surgieron los puentes colgantes, es aquí donde el hombre empieza a poner a prueba su ingenio, para poder construir una obra en donde no podía usar más material que el brindado por la naturaleza. Constituidos principalmente por lianas y bambú, donde los extremos se fijaban en ambos lados de la brecha a salvar sobre rocas o troncos de árboles. Transcurría el tiempo y los puentes fueron teniendo mejoras y es así como surgen los puentes en voladizo los cuales se usaron cuando los claros a salvar superaban la longitud de los troncos disponibles, se construían empotrando troncos en las paredes de los márgenes de la brecha, de esta manera era posible salvar la distancia entre los extremos de los voladizos [4].

La evolución de la construcción de puentes va unida a la necesidad de los pueblos Romanos, ya que dominaban la mayor parte del mundo conocido en aquel tiempo y conquistaban nuevos países. Roma comenzó implementando puentes de madera de excelentes condiciones, sin embargo cuando construyeron sus calzadas pavimentadas levantaron puentes de piedra labrada, logrando una extensión de miles de kilómetros en la red carretera del Imperio Romano. Las carreteras al igual que sus puentes contaban con excelentes condiciones de durabilidad, un ejemplo de esto es el Puente de Alcántara (Imagen 2), construido sobre el Río Tajo, cerca de Portugal. Los romanos comenzaron a utilizar el cemento llamado pozzolana, que consistía de agua, lima, arena y roca volcánica, con lo cual se unían las rocas y se incrementaba la fuerza que tenía la piedra natural. Después de la era Romana se construyeron puentes de ladrillo y mortero, los cuales aportaban una agradable apariencia, pero debido a que la tecnología del cemento cayó en un auge, se dejaron de construir y años más tarde apareció de nuevo [5].





Imagen 2. Puente Alcántara.

A la caída del Imperio el arte de construir puentes sufrió un grave retroceso, que duró más de seis siglos. Así pues, los romanos tendieron puentes para salvar obstáculos a su expansión, pero el hombre medieval veía en los ríos una defensa natural contra las invasiones. El puente era, por lo tanto, un punto débil en el sistema defensivo feudal. Por tal motivo muchos puentes fueron desmantelados y los pocos construidos estaban defendidos por fortificaciones [5].

A partir de 1840 se presencia un desarrollo muy rápido y amplio de la construcción de puentes ligada esencialmente a la realización de nuevas líneas de ferrocarril. Otra causa que produjo la construcción de muchos puentes fue la intensa actividad económica generada por la revolución industrial, la cual produjo un aumento del tráfico por carretera y a su vez incremento la construcción de puentes logrando el impulso en la producción de mortero y cemento Pórtland [5].

A fines de la Edad Media renació la actividad constructiva y el progreso continuó ininterrumpidamente hasta comienzos del siglo XIX. Con la Revolución Industrial, los sistemas de celosía de hierro forjado fueron desarrollados para puentes más grandes como el coalbrookdale en el condado de Shropshire en Inglaterra, pero el hierro no tenía la fuerza elástica para soportar grandes cargas [6]. A finales del siglo XIX en Estados Unidos el acero se impuso sobre el hierro, al construir estructuras más largas y resistentes, como es el caso del puente de Brooklyn [4].

II.2. Tipo de puentes.

Existen muchos tipos de puentes, los cuales se clasifican de varias maneras, es por ello que solamente se abordaran las clasificaciones más importantes como lo son: su estructura, materiales y tamaño del claro.





II.2.1. Clasificación de los puentes de acuerdo a su estructura.

Todo puente debe cumplir especificaciones geométricas de pendientes, peraltes, gálibos, entre otros, de acuerdo al tránsito que circulará sobre y debajo de la estructura. Además se deben de proyectar y construir de acuerdo a su apariencia y funcionalidad, logrando diseños eficientes para soportar cargas de la manera más estética posible. Estos diseños deben de tomar en cuenta la arquitectura urbana y de medio ambiente, ya que en algunos sitios se deben considerar factores locales como costumbres, historia y arqueología. Es por ello que a continuación se hace mención de los principales tipos de puentes atendiendo a su forma física.

II.2.1.1. Puente colgante.

Es un puente sostenido por un arco invertido formado por numerosos cables de acero, del que se suspende el tablero del puente mediante tirantes verticales, lo cual ayuda a que este tipo de puente sea muy largo, alto y flexible (Imagen 3). Desde la antigüedad este tipo de puentes han sido utilizados por la humanidad para salvar obstáculos como ríos y depresiones. A través de los siglos con la introducción y mejora de distintos materiales de construcción en la actualidad, estos tipos de puentes son capaces de soportar el tráfico rodado e incluso líneas del ferrocarril ligeras [4].



Imagen 3. Puente Golden Gate, USA.

II.2.1.2. Puente en arco.

Es un puente que se apoya en los extremos del claro, entre los cuales se halla una estructura con forma de arco, por donde se transmiten las cargas propias y las sobrecargas vivas hacia los apoyos mediante la compresión del arco, donde se transforma en un empuje horizontal y carga vertical. Cuando la distancia a salvar es grande, se construye una serie de





arcos entrelazados que proporcionan gran resistencia a la estructura. Los romanos además utilizaban estos puentes como acueductos, ya que podían utilizar gran variedad de materiales como piedra, ladrillo, concreto y mortero, sin embargo también se puede usar madera, hierro (Imagen 4) y acero o la combinación de estos [4].



Imagen 4. Puente coalbrookdale, Inglaterra.

II.2.1.3. Puente de vigas.

Es un puente soportado por vigas el cual puede estar construido por madera, acero o concreto (armado, pretensado o postensado). Este tipo de puente es el más simple de todos y se utiliza en pasos a desnivel de zonas urbanas y en cruces de ríos, ya que emplea vigas en forma de I o en forma de caja hueca (Imagen 5), lo cual incrementan la resistencia estructural [4].



Imagen 5. Puente El Teolán, Michoacán, México.

II.2.1.4. Puente en ménsula.

Es un puente en el cual una o más vigas principales trabajan como ménsula. Los grandes puentes se construyen por la técnica de volados sucesivos, mediante ménsulas consecutivas que se proyecta en el espacio a partir de la ménsula principal, utilizando



grandes estructuras de acero o vigas cajón de concreto armado (Imagen 6), sin embargo también se pueden construir pequeños puentes mediante vigas simples [4].



Imagen 6. Puente Newark Bay, Bayonne, New Jersey.

II.2.1.5. Puente móvil.

Estos puentes se encuentran sobre el mar y en general están acompañados de algún otro tipo de puente, ya que la sección móvil se utiliza para el cruce de barcos. Los tramos móviles pueden ser basculantes (Imagen 7), giratorios o de elevación vertical, según las necesidades locales. El primer tipo de puente basculante fue el ala abatible de madera que servía para cruzar el foso de los castillos y que se elevaba con cadenas desde el interior, sin embargo actualmente los materiales usados en este tipo de puente son acero y concreto [4].



Imagen 7. Puente Albatros, Michoacán, México.

II.2.1.6. Puente Atirantado.

Este tipo de puente se distingue de los puentes colgantes debido a que los cables principales se colocan de pila a pila, sosteniendo el tablero mediante cables secundarios verticales, y porque los puentes colgantes trabajan principalmente a tracción, y los atirantados tienen partes a tracción y otras a compresión. También hay variantes de estos puentes en que los tirantes van desde el tablero hasta la pila, y desde este al suelo, o bien estar unidos solo a la pila (Imagen 8) [6].



Imagen 8. Puente Baluarte Bicentenario, Durango-Sinaloa, México.

II.2.2. Clasificación de los puentes de acuerdo a sus materiales.

En la antigüedad se conocían pocos materiales para la construcción, pero al paso de los años se fueron descubriendo e implementando nuevas técnicas que ayudaron al desarrollo de grandes obras civiles, es por ello que actualmente existe gran variedad de puentes construidos con diversos materiales.

II.2.2.1. Puente de madera.

La madera es el material que utilizó el hombre para hacer sus primeras construcciones; el tronco de árbol sobre un río fue seguramente el primer puente artificial. Los puentes de madera son considerados fáciles y rápidos de construir, además son económicos. A pesar de la poca durabilidad que presentaban los puentes de madera se construyeron grandes obras con éste material desde el tronco simple sobre el río hasta bellos puentes de arco, que daban un atractivo especial a los lugares donde estaban construidos [5]

II.2.2.2. Puente de mampostería

La piedra es un material que se obtiene directamente de la naturaleza y se utiliza sin ninguna transformación, únicamente es necesario darles forma. Además de la piedra, se ha utilizado también materiales como el ladrillo o el concreto en masa. Con el ladrillo, se pueden hacer arcos o dovelas, por tanto la morfología de los puentes de ladrillo es la misma que la de los puentes de piedra y su construcción es bastante simple al no presentar problemas en la ejecución de la obra. Actualmente el arco de piedra como técnica para





hacer puentes es solamente historia, ya que resulta muy caro construirlos, salvo casos excepcionales en parques o lugares naturales protegidos, con una intención puramente paisajística, y muchos de ellos son de concreto enchapados de piedra [5].

II.2.2.3. Puente metálico

Existen 3 tipos de puentes metálicos de hierro fundido, de hierro forja y de acero. Los puentes de *hierro fundido* aparecen por primera vez a fines de siglo XVIII en Inglaterra y luego en Francia. Este tipo de puentes eran poco resistentes y de vida muy corta, además debido a que la fundición es un material frágil presentaban peligro al transitar sobre ellos, lo cual provoco que tuvieran que ser demolidos y reemplazados, aunque todavía existen algunos como es el caso del puente La Pasarela de Las Artes en Paris, el cual fue terminado en 1803 y ofrece tráfico solamente a peatones. Los puentes de *hierro forjado* fueron iniciados a principios del siglo XIX y presentaban mayor costo que los puentes de hierro fundido debido al trabajo de elaboración, pero poseían una resistencia a la tracción muy superior al de fundición lo cual impulsó la construcción de puentes suspendidos, puentes de vigas y los puentes de arco, para cruzar valles profundos y ríos muy anchos. Los puentes de *acero* sustituyeron al hierro fundido y al hierro forjado aportando mucha mayor resistencia a estructural, lo cual genero un gran desarrollo de puentes por todo el mundo, además es económico y las estructuras son muy seguras [4,6].

II.2.2.4. Puente de concreto reforzado.

El concreto armado o reforzado es una colaboración del acero y el concreto, adecuado especialmente para resistir esfuerzos de flexión, tracción y compresión. Así pues gracias a la adherencia entre los dos materiales este tipo de estructura trabaja como un solo elemento muy resistente. El armado está constituido por varillas de acero de 4200kg/cm^2 de resistencia y el concreto está compuesto de una mezcla de materiales pétreos, agua y cemento. Además en la actualidad con la implementación de tensores de acero también se pueden tener *puentes pretensados* (se tensiona el cable antes del colado del concreto), *puentes postensados* (se tensiona el cable una vez que el concreto este endurecido) o *puentes mixtos* (combinación de alguna de las técnicas mencionadas con concreto armado), lo cual incrementa la resistencia del concreto y por consiguiente permite mayor longitud en los claros libres [4].





II.2.3. Clasificación de los puentes de acuerdo a su tamaño de claro.

El tamaño de un puente varía de acuerdo al enfoque que se quiera dar, por ejemplo el puente Baluarte es el más alto del mundo y se encuentra en México, el puente Danyang-Kunshan es el más largo del mundo y se encuentra en China. Sin embargo la clasificación de un puente se basa en el tamaño del claro libre, es decir, la longitud que hay entre una pila y la otra. Para esto se presenta la Tabla 1 la cual muestra esta clasificación [7].

Tabla 1. Clasificación de los puentes de acuerdo al claro libre [7].

Clasificación	Claro
Alcantarillas	$L \leq 6 \text{ m}$
Puentes de claro medio	$6 \text{ m} < L \leq 60 \text{ m}$
Puentes de grandes claros	$L > 60 \text{ m}$

Cabe mencionar que en México la mayoría de las estructuras son alcantarillas y puentes de claros medios, lo cual refleja el desarrollo económico de este país. Caso contrario en países desarrollados, ya que existe gran número de puentes atirantados y puentes colgantes que libran grandes obstáculos o sirven para cruzar estrechos de mar.

II.3. Partes de un puente carretero en México.

La estructura de un puente está compuesta fundamentalmente por dos partes: subestructura y superestructura. La superestructura comprende todos los componentes que se encuentran por encima de los elementos de soporte y la subestructura está formada por todos los elementos que requiere la superestructura para sustentarse, como son apoyos, columnas, pilas, estribos y cabezales (Figura 1), y su función es transmitir eficientemente las cargas de la superestructura a la cimentación [7].

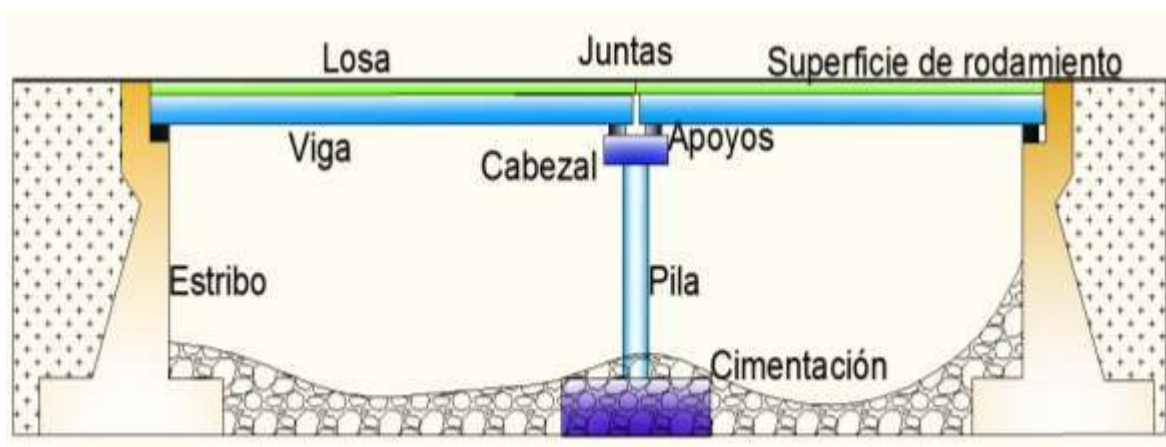


Figura 1. Partes de un puente.










II.3.1. Pilas.

Se utilizan como apoyos intermedios cuando un puente tiene más de un claro y pueden estar construidas por columnas (macizas y huecas) de concreto reforzado, donde descansa el cabezal o caballete que recibe a las traveses longitudinales. Las columnas se empotran en la cimentación para transmitir la carga hacia el suelo y en algunos casos se ayuda de pilotes hincados. El diámetro mínimo de una pila es de 70 cm, mientras que el diámetro de un pilote es menor, además puede estar construida de concreto armado, mampostería de roca o roca ahogada [8].

II.3.2. Vigas.

Las vigas son el elemento estructural más importante en el diseño de un puente, al ser responsables de la estabilidad de las cargas verticales muertas y vivas de la estructura, sin embargo existen diferentes tipos de secciones para la construcción de vigas entre las que destacan secciones tipo I de AASHTO, Cajón, T y doble T, de acuerdo al claro del puente (Tabla 2). El dimensionamiento del elemento se basa en el comportamiento ante cargas de servicio comparando los esfuerzos permisibles contra los actuantes. Una vez definida la sección se verifican las distintas condiciones de servicio, como los esfuerzos en la transferencia, encamisados y deflexiones, así como revisar condiciones de resistencia como el momento último, cantidad de acero y cortante. Además se pueden emplear diafragmas para rigidizar los movimientos laterales [7].

Tabla 2. Secciones recomendadas de acuerdo al claro libre [7].

Sección	Longitud de Claro (m)
	$L < 8$
	$6 < L < 20$
	$10 < L < 25$
	$15 < L < 35$
	$20 < L < 40$

II.3.3. Losa.

La losa de concreto armado que se coloca sobre las vigas para formar la sección compuesta tiene un espesor de 15 a 20 cm. Esta losa, además de aumentar la capacidad de la sección, cumple la función de rigidizar a la superestructura tanto en el sentido vertical, para repartir las cargas vivas uniformemente a todas las traveses, como en el horizontal, para





evitar movimientos relativos entre las vigas. El espesor de la losa deberá incrementarse por concepto de desgaste, si ésta será la superficie de rodamiento [7].

II.3.4. Apoyos de neopreno.

Existen una gran variedad de apoyos, generalmente patentados, con distintas características y utilidades. Las funciones de los apoyos, además de transferir las fuerzas de la superestructura a la subestructura, son las de disipar y aislar los desplazamientos debidos a expansión térmica, contracción por flujo plástico, deflexión en miembros estructurales, cargas dinámicas y vibraciones, entre otros. Por su alta eficiencia para disipar los movimientos de traslación y rotación, estos dispositivos están siendo adoptados como una solución de aislamiento sísmico. Los apoyos de neopreno se fabrican con materiales sintéticos con características de resistencia y flexibilidad que le permiten combinar rigidez y amortiguamiento en el mismo elemento, mayor resistencia a la acción del ozono y menor deterioro bajo condiciones ambientales. Estos apoyos pueden ser sencillos o estar constituidos por placas metálicas intercaladas como refuerzo interno, la inclusión del refuerzo incrementa el amortiguamiento y permite lograr una mayor rigidez vertical, ya que las placas de acero disminuyen el efecto de pandeo en las caras laterales del elastómero, con lo cual es posible apoyar cargas estáticas de magnitud considerable con una deflexión mínima [7].

II.3.5. Juntas.

Las juntas se localizan en medio de dos losas de un puente y sirven para evitar el agrietamiento del concreto por efectos ambientales o sísmicos, ya que permiten el desplazamiento longitudinal de la estructura. Se recomienda colocar un material elastómero en las juntas que permita la transición de una losa a otra sin provocar incomodidad al usuario y que amortigüe los movimientos, como es el caso de las juntas de neopreno [7].

II.3.6. Cabezal.

Se encuentra desplantado sobre las pilas o pila de un puente, teniendo como función principal sostener las vigas longitudinales de la estructura y transmitir las cargas actuantes a la cimentación mediante las pilas. Generalmente su forma es prismática transversal cuando existen varias pilas o pilotes, aunque también puede estar en forma de brazos cuando existen pilas centrales [7].





II.3.7. Estribos.

Los estribos en puentes sirven para transmitir la carga desde la subestructura hasta la cimentación y actúan como muros de contención para retener la tierra de relleno por detrás de ellos en los terraplenes de acceso al puente, años atrás se utilizaba mucho la mampostería de roca y ladrillo, sin embargo en la actualidad es más factible el uso de concreto armado. Existen varias alternativas de estribos en función de la altura del muro de contención, del empuje de tierra y sobrecarga a que vaya estar sometido, si los muros son menores de 6 metros y de claro corto se puede utilizar viga T o losa extruida y en algunos casos simples caballetes de concreto armado, pero si la altura y el claro es mayor, se recomienda la utilización de contrafuertes o secciones doble T además de la colocación de aleros en los costados para evitar la erosión y los deslizamientos en épocas de lluvias [7,8].

II.3.8. Superficie de rodamiento.

La superficie de rodamiento puede ser de pavimento rígido o flexible. El pavimento rígido consta de una capa de concreto armado constituida por agregados pétreos y cemento pórtland, con lo que se genera una capa muy durable y resistente, pero susceptible al agrietamiento, lo que genera costosas reparaciones. El pavimento flexible por lo contrario consta de una capa de concreto asfáltico constituida por agregados pétreos y asfalto, que generan una superficie cómoda de operación, ya que se reduce la cantidad de ruido del neumático, se mejora la adherencia y se transmiten las cargas a estructuras inferiores, pero el gran problema es la poca durabilidad [9].

II.3.9. Cimentación.

De acuerdo al tipo de suelo y estructura pueden utilizarse cimentaciones superficiales o cimentaciones profundas. Las cimentaciones superficiales se pueden clasificar como zapatas aisladas o corridas, zapatas de muro y losa de cimentación o combinadas, este tipo de cimentaciones son muy económicas y poco resistentes, además de que se desplantan a profundidades menores a 4 m, utilizando mampostería de roca o concreto armado. Las cimentaciones profundas (mayores a 4 m) se utilizan cuando las cimentaciones superficiales son inadecuadas y las cargas estructurales necesitan ser transmitidas a estratos inferiores de suelo o roca maciza profunda, estas cimentaciones se pueden clasificar como pilotes hincados (de madera, acero, concreto o mixtos), pilotes





colados en sitio (de concreto estructural) y en algunos casos pilas coladas en sitio las cuales son de diámetros mayores a los pilotes [9].

II.4. Puentes en México.

Un puente es una estructura constituida por uno o varios materiales y que tiene como función principal unir 2 puntos inaccesibles entre sí, salvar un obstáculo o cruzar un río. En México el SIPUMEX considera como puente a toda aquella estructura que libre un claro mayor a 6 m o que, en 2 o más claros presente una longitud mayor a 10 m [2].

II.4.1. SIPUMEX.

El sistema de puentes de México fue iniciado en 1993 por la dirección general de conservación de carreteras (DGCC) y nace con el propósito de mantener un control de los puentes en México, actualmente se tienen registrados 7,231 puentes de la red federal libre de peaje. Esta base de datos almacena las características más representativas de los puentes como lo son: geometría, ubicación, materiales constitutivos, longitud, año de construcción y deterioros, además el sistema indica las fechas de inspección de cada puente y las reparaciones necesarias que se deben de realizar por parte de personal de la secretaría de comunicaciones y transportes (SCT) y una vez realizada dicha actividad, actualizar la información en el sistema [2].

La clasificación de los puentes de acuerdo a su deterioro se basa en la Tabla 3, que va de cero a cinco, donde cero representa un puente sano que no requiere atención y cinco representa un puente muy deteriorado, el cual requiere rehabilitación urgente [2].

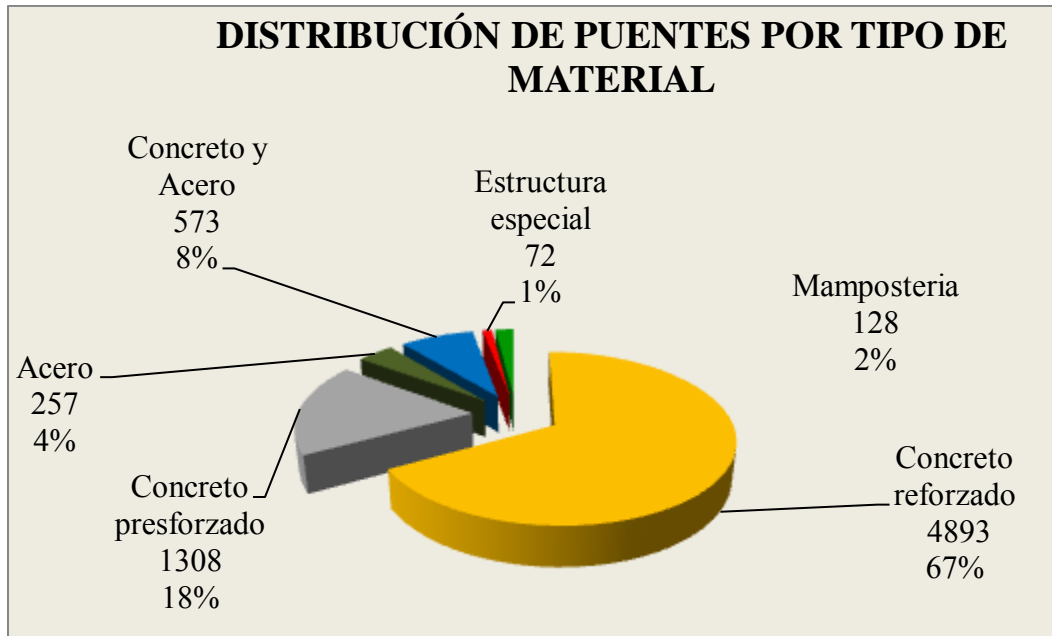
Tabla 3. Clasificación de puentes de acuerdo a su deterioro [2].

Calificación	
0	Sin daño o daño insignificante.
1	Daño pequeño pero es necesario reparación.
2	Algún daño, reparación necesaria cuando se presente la ocasión.
3	Daño significativo, reparación necesaria muy pronto.
4	Daño grave, reparación necesaria inmediatamente.
5	Daño extremo, falla total o riesgo de falla total.
?	Desconocido.

Así pues de acuerdo a la clasificación que se tenga y a la importancia del puente, el sistema jerarquiza el orden de las rehabilitaciones de cada puente.

De los 7,231 puentes de la red federal libres de peaje en las 31 entidades federativas, el SIPUMEX registra 4,893 puentes de concreto armado (Grafica 1), lo que representa una gran mayoría y a su vez una mayor atención [2].





Grafica 1. Puentes de la red federal libre de peaje [2].

Además Michoacán ocupa el primer lugar en número de puentes (Tabla 4) por lo que es muy importante tratar este tema, y a su vez implementar técnicas para conservar su vida útil.

Tabla 4. Cantidad y longitud de puentes por entidad [2].

Estado	Número Puentes	Longitud (km)	Estado	Número Puentes	Longitud (km)
Aguascalientes	70	2.5	Nayarit	124	4.8
Baja California	122	4.8	Nuevo León	241	8.4
Baja California Sur	96	2.9	Oaxaca	382	17.2
Campeche	74	2.0	Puebla	140	4.0
Coahuila	305	9.0	Querétaro	63	2.2
Colima	58	3.1	Quintana Roo	19	0.8
Chiapas	266	11.3	San Luis Potosí	251	8.6
Chihuahua	352	9.9	Sinaloa	230	10.4
Durango	237	7.0	Sonora	457	9.0
Guanajuato	162	3.9	Tabasco	84	5.6
Guerrero	390	18.5	Tamaulipas	349	10.9
Hidalgo	197	7.0	Tlaxcala	152	3.9
Jalisco	298	11.1	Veracruz	415	18.7
México	208	8.2	Yucatán	23	1.1
Michoacán	463	15.8	Zacatecas	195	4.8
Morelos	77	1.9			





Debido al gran número de puentes de concreto armado (reforzado) que existen en México y a que Michoacán representa la mayor cantidad de ellos, se justifica el estudio a estas estructuras de manera íntegra; por tal motivo se analizó un puente viga en curvatura horizontal de estas características.

III. COMPONENTES Y AFECTACIONES DE LAS ESTRUCTURAS DE CONCRETO

Los componentes principales de un concreto armado endurecido son: cemento, agregados pétreos y acero, los cuales al permanecer unidos resisten los esfuerzos mecánicos para los cuales fueron diseñados, sin embargo en los últimos años se ha observado que estos materiales han presentado deterioros muy graves a causa de factores ambientales. Estos agentes provocan la degradación del concreto en primera instancia y una vez que esto ocurre corroe el acero de refuerzo, lo que provoca el riesgo de colapso de las estructuras.

III.1. Agregados pétreos.

Los agregados fino y grueso ocupan cerca del 60% al 75% del volumen del concreto e influyen fuertemente en las propiedades tanto en estado fresco como endurecido. Los agregados finos generalmente consisten en arena natural o roca triturada de partículas menores a 5 mm o que pasan la malla # 4 pero que es retenido en la malla #200 y los agregados gruesos pueden ser naturales o triturados de partículas mayores a 5 mm o que son retenidos en por la malla # 4 [10]. Los agregados pétreos recomendados para el concreto son aquellos que se encuentran libres de materias orgánicas y de la presencia de finos perjudiciales, también se recomiendan las partículas que tienen forma irregular y textura muy rugosa o áspera, además de una alta resistencia al desgaste y a la carga. Con estas características se generan concretos muy durables y resistentes [11]. Sin embargo en la mayoría de los casos se utilizan agregados del sitio, por lo que el pétreo utilizado en la construcción del puente analizado fue, grava y arena de río de cantos rodados.

III.2. Cemento.

Se denomina cemento a un conglomerante formado a partir de una mezcla de caliza y arcilla calcinadas y posteriormente molidas, que tiene la propiedad de endurecer al contacto con el agua. Según la norma mexicana NMX-C-414-ONNCCE-2004 “el cemento hidráulico es un material inorgánico finamente pulverizado, que al agregarle agua, ya sea solo o mezclado con arena, grava u otros materiales similares, tiene la propiedad de fraguar





y endurecer, incluso bajo el agua, una vez endurecido, conservara su resistencia y estabilidad” [12]. El cemento representa aproximadamente alrededor del 7 al 15% del volumen del concreto, esto dependiendo de la resistencia a la que se quiera llegar y es indispensable en la reacción química con el agua, ya que propicia la unión entre la pasta y los agregados [11].

Los cementos Portland hidráulicos están compuestos principalmente por silicatos y aluminatos (Tabla 5), además de otras pequeñas cantidades, como es el Óxido de Calcio, Óxido de Aluminio y pequeñas cantidades de MgO, etc. [11].

Tabla 5. Compuestos principales del cemento Portland [11].

Nombre	Composición	Abreviatura
Silicato tricálcico	$3\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$	C3S
Silicato dicálcico	$2\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$	C2S
Aluminato tricálcico	$3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$	C3A
Alumino ferrito tetracálcico	$4\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{Fe}_2\text{O}_3$	C4AF

III.2.1. Tipo de cementos.

Existen 2 clasificaciones de los diferentes tipos de cementos portland, de acuerdo a su uso la norma C150 de la ASTM (American Society for Testing and Materials), los cementos se dividen en [13]:

Cemento Tipo I. Cemento de uso general.

Cemento Tipo II. Genera menor calor de hidratación que el tipo I y es más resistente al ataque por sulfatos. Se utiliza en grandes estructuras en las que el calor de hidratación puede provocar agrietamientos.

Cemento Tipo III. Cemento de alta resistencia a temprana edad y rápido fraguado. Es usado cuando se requiere alcanzar una elevada resistencia en pocos días.

Cemento Tipo IV. Presenta un calor de hidratación más bajo que el tipo III; se utiliza en construcciones de concreto masivo.

Cemento Tipo V. Cemento de alta resistencia a la acción de los sulfatos; se emplea en estructuras que están en contacto con suelos de aguas freáticas de alto contenido de sulfatos y en hormigones con aguas negras domésticas concentradas.





Sin embargo la norma NMX-C-414-ONNCCE-2004, los clasifica de acuerdo a su composición y a sus propiedades de resistencia y durabilidad, como se muestra en las Tablas 6, 7 y 8.

Tabla 6. Tipo de cemento [12].

Tipo	Denominación
CPO	Cemento portlan ordinario
CPP	cemento portlan puzolánico
CPEG	cemento portlan con escoria granular de alto horno
CPC	cemento portlan compuesto
CPS	cemento portlan con humo de sílice
CEG	cemento con escoria granulada de alto horno

Tabla 7. Propiedades resistentes del cemento [12].

Clase resistente	Resistencia a compresión (Mpa)		
	3 días mínimo	28 días mínimo	máximo
20	-----	20	40
30	-----	30	50
30 R	20	30	50
40	-----	40	-----
40 R	30	40	-----

Tabla 8. Característica del cemento [12].

Nomenclatura	Característica especial
RS	Resistente a sulfatos
BRA	Baja reactividad álcali agregado
BCH	Bajo calor de hidratación
B	blanco

Claro está que el cemento más recomendado para la construcción de estructuras en ambientes agresivos sería la clasificación Tipo V de acuerdo a la norma C150 de la ASTM o la clasificación RS de resistencia media-alta de acuerdo a NMX-C-414-ONNCCE-2004; sin embargo las construcciones en general se realizan con los cementos que existen en el mercado y sin tomar en cuenta las características adecuadas para dicha zona.

III.3. Acero estructural.

El acero es un material muy resistente y económico que brinda estabilidad a las estructuras que construye el ingeniero civil, en el mercado existe gran variedad de aceros de





acuerdo a la aleación, grado de dureza a la tensión, ductilidad, sección y solicitación [8]. Comúnmente el acero al carbono A36 y el acero de alta resistencia A572, son los más usados para la fabricación de varillas corrugadas y lisas de diferentes diámetros (Tabla 9), que se emplean como refuerzo para el concreto y se vende en el mercado en tramos de 12 metros. Además también se pueden encontrar aceros inoxidable a base de aluminio o zinc que le brindan protección contra agentes ambientales, pero que por sus características son mucho más costosos.

Tabla 9. Diámetros y propiedades del acero estructural [14].

Dimensiones nominales				
No. Varilla	Diámetro		Área (mm)	Peso (kg/m)
	pulgadas	mm		
3	3/8"	9.5	71	0.560
4	1/2"	12.7	127	0.994
5	5/8"	15.9	198	1.552
6	3/4"	19.0	285	2.235
8	1"	25.4	507	3.973
10	1 1/4"	31.8	794	6.225
12	1 1/2"	38.1	1140	8.938
Propiedades mecánicas				
Resistencia a la tensión=			6, 300 kg/cm ²	
Resistencia a la fluencia=			4, 200 kg/cm ²	
Alargamiento a la ruptura en 200 mm				
3/8", 1/2", 5/8" y 3/4" =			9%	
1" =			8%	
1 1/4" y 1 1/2" =			7%	

Esta tabla representa solo los aceros estructurales más comunes, ya que la mayoría de los puentes en el estado de Michoacán están contruidos de este tipo de barras, sin embargo existen muchas más clasificaciones del acero.

III.4. Factores que propician el deterioro del concreto armado.

Existen infinidad de factores que desencadenan el deterioro de las estructuras de concreto armado, estos deterioros dependen de la agresividad del medio ambiente y de la calidad de los materiales con que se halla construido, además del proceso constructivo. Los deterioros de las estructuras de concreto armado inician con la degradación de la pasta





cementicia y la pérdida de los agregados pétreos, después con la corrosión el acero de refuerzo y por ultimo terminan con el colapso de las estructuras.

III.4.1. Dosificación del concreto.

La dosificación del concreto influye de manera directa en la durabilidad de las estructuras, al contar con una buena dosificación se garantiza que el concreto será solido, homogéneo, compacto, resistente y poco poroso. La homogeneidad del concreto es la cualidad por la cual los distintos componentes del mismo aparecen igualmente distribuidos en toda su masa, de manera tal que dos muestras tomadas de distintos lugares de la estructura fabricada con el mismo concreto, resulten prácticamente iguales. El concreto por su origen, es un material heterogéneo y se puede lograr su homogeneidad mediante un adecuado proceso tecnológico de producción, transporte, colocación, compactación y curado. Las relaciones bajas de agua/cemento (<0.4), el tipo de agregados, el grado de hidratación, el vibrado y la cantidad de pasta, son factores determinantes en la cantidad y tipo de poros en el concreto, además de que influyen directamente en la resistencia del elemento. Un concreto poco poroso es compacto y muy durable, ya que su dureza minimiza la penetración de agentes agresivos como los cloruros y la degradación por carbonatación, de tal forma que un concreto que tenga una adecuada compactación y homogeneidad además garantiza la protección del acero estructura [11,15].

III.4.2. Espesor del recubrimiento de concreto.

El espesor del recubrimiento para el acero de refuerzo es un factor importante en el control del paso de los iones de cloruro, cuanto más grueso es el espesor del recubrimiento mayor será el tiempo que tarden los iones en llegar a la superficie del acero y de acuerdo a calidad del concreto (permeabilidad baja) menor será espesor del recubrimiento [11]. El espesor de recubrimiento debe estar propuesto de acuerdo al ambiente donde se encuentra la estructura y a la importancia de la misma, existen normas internacionales que en ambientes agresivos recomiendan una mezcla de calidad, con alto contenido de cemento, baja relación de a/c y espesores de 2 a 3” (5.0 -7.5cm) logrando así la durabilidad de las estructuras. Sin embargo, se recomienda que este espesor sea el mínimo indispensable, ya que por ser una zona desprovista de armadura, pudiera verse afectada por la presencia de fisuras [15].





III.4.3. Efecto de la temperatura.

La temperatura a la cual se encuentran las estructuras juega un papel muy importante en los procesos de deterioro, ya que su incremento promueve la movilidad de las moléculas facilitando el transporte de sustancias que generan la corrosión [15].

Cuando la temperatura del concreto cae por debajo del punto de congelamiento se forman cristales de hielo en los capilares hasta la saturación de la cavidad y, cualquier acreción de hielo adicional produce una presión de dilatación, la cual puede provocar fisuras o grietas internas. En zonas de climas extremos el agua se congela por efecto de las bajas temperaturas y abre pequeñas fisuras en la superficie del concreto, que son visibles en la época de deshielo. Se repite el ciclo y las pequeñas fisuras se hacen cada vez más grandes debido a la presión interna ejercida por el hielo, lo cual genera grietas después de varios periodos. Además cuando el concreto es calentado o enfriado en forma demasiado violenta puede provocar fisuras debido al shock térmico [16].

III.4.4. Humedad en los poros del concreto.

La presencia del agua en las cavidades del concreto permite el desarrollo de los procesos de la corrosión, ya que el agua es necesaria para la movilidad de los iones a través del electrolito. Por tanto, cuanto mayor sea el contenido de humedad en los poros del concreto, menor será el valor de la resistividad eléctrica y más elevada podrá ser la velocidad de corrosión, así pues si no existe humedad en los poros, no existe corrosión.

El contenido del agua de los poros está en función de la humedad relativa del medio ambiente, sin embargo la humedad que se encuentra contenida en el concreto es mayor, debido a que este pierde agua a menor velocidad de lo que la gana a causa de las tensiones capilares. Así mismo aunque en el ambiente exterior se encuentre seco, el interior del concreto no se seca, ya que los poros siempre se encuentran casi saturados de humedad a partir de 3-4 cm del medio exterior, lo cual depende de la porosidad o densidad del recubrimiento [15,16].

III.4.5. Efecto del oxígeno.

El oxígeno disuelto en los poros del recubrimiento del concreto, es un factor muy importante en la velocidad de corrosión del acero, si no existiera oxígeno no se podría dar el fenómeno de aireación y por tanto no se desarrollaría la corrosión. Pero el oxígeno por sí solo no podría ocasionar problemas a las estructuras, ya que es necesaria la presencia de





alta humedad para generar el avance, obteniéndose las máximas velocidades de corrosión cuando el medio poroso se encuentra con suficiente agua pero sin llegar a la saturación (Figura 2), es decir, alta HR (humedad relativa) [15].

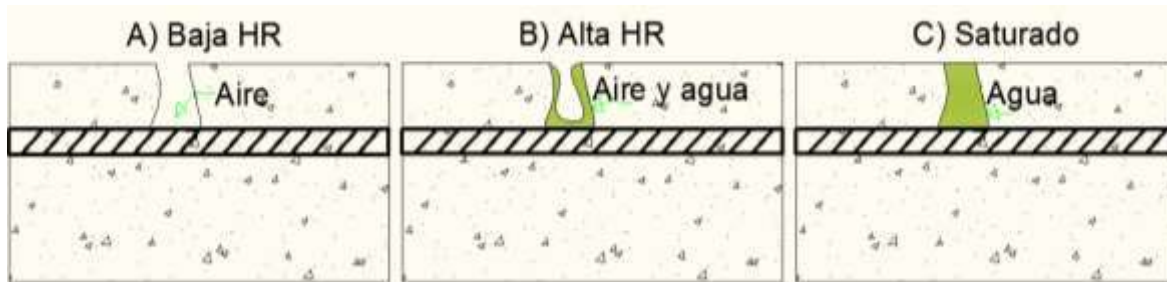


Figura 2. Presencia de oxígeno y agua en el concreto armado.

III.4.6. Lixiviación por aguas blandas.

La presencia de aguas con nula o muy baja cantidad de sales en disolución (aguas blandas) afecta al concreto al descomponer o hidrolizar rápidamente los compuestos cálcicos. Sin embargo cualquier tipo de agua pura proveniente de lluvia, deshielo, condensación, industrial u otro proceso, ocasionan la lixiviación de los compuestos cálcicos que suelen manifestarse exteriormente a través de manchas blancas denominadas eflorescencias, presencia de coqueas y en ocasiones en la formación de estalactitas debido a la cristalización de sales de calcio [15].

La lixiviación del hidróxido de calcio del concreto o reducción del contenido de CaO, generan la destrucción de los silicatos, aluminatos y ferritos hidratados que constituyen al concreto, una vez que estos se pierden la resistencia disminuye y el concreto se desmorona. Es sabido que cuando el contenido de CaO del cemento se encuentra por debajo del 20 % producto de la lixiviación, el acero pierde su capa protectora y se corroe al quedar directamente expuesto al ambiente; sin embargo este fenómeno disminuye al generar concretos de baja relación a/c (agua / cemento) y poco porosos. Por otra parte, el uso de cementos con adiciones minerales activas (como las puzolanas y la escoria granulada de alto horno) y contenidos moderados de SC₃ (silicato tricálcico) tienden a minimizar aún más la lixiviación del Ca(OH)₂ [15].

III.4.7. Presencia de sulfatos.

Los sulfatos perjudiciales para el concreto comúnmente se encuentran en el suelo arcilloso y disuelto en el agua de desechos industriales o el mar, estos iones en estado sólido (yeso, anhidrita, etringita) no afectan las estructuras de concreto, pero cuando se





encuentran en solución (sodio, potasio, calcio y magnesio) ingresan al concreto y atacan los materiales cementicios, formando una sal (ettringita) fuertemente expansiva. La formación de ettringita (Aluminato de calcio trisulfato 32-hidratado, $\text{CAO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaSO}_4 \cdot 32\text{H}_2\text{O}$) causa un incremento del volumen de la pasta, que al encontrarse en estado endurecido produce una fisuración progresiva con incremento de la porosidad y la consiguiente disminución de resistencia. Sin embargo, también se puede dar el caso de formación de yeso (sulfato de calcio dihidratado, $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$) como resultado del intercambio químico entre los iones sulfatos provenientes del medio ambiente reemplazan a los (OH)- del hidróxido de calcio formado durante la hidratación de la pasta cementicia como subproducto de la formación de silicatos de calcio (SCH), el cual provoca reblandecimiento y pérdida de la resistencia, caso contrario a la ettringita. Y si la solución de sulfatos que provoca el ataque contiene sulfato de magnesio, además de ettringita y yeso se produce brucita ($\text{Mg}(\text{OH})_2$, hidróxido de magnesio) [16].

La resistencia a los sulfatos del cemento pórtland generalmente aumenta cuando disminuye el contenido de tricalcio-aluminato (C_3A), es por ello que se recomienda cemento resistente a los sulfatos o Tipo V, con lo cual se garantiza mayor durabilidad de las estructuras de concreto.

III.4.8. Presencia de cloruros.

Los cloruros son sales que pueden encontrarse en la masa del concreto debido a que en un inicio se contenían en los materiales de construcción (agua, cemento y agregados), o debido a la penetración desde el exterior, a causa de ambientes marinos o salinos. Es importante mencionar que cuando los cloruros se adicionaron al concreto a causa de materiales contaminados, estos pueden disminuir su peligrosidad al combinarse con las fases alumínicas y ferríticas de los cementos, sin embargo, el mayor peligro para las estructuras de concreto reforzado es el agua de mar o el ambiente marino [15].

La concentración de sales en el agua de mar resulta muy variable de acuerdo a la localización geográfica. En zonas frías y templadas la concentración resulta inferior a las zonas cálidas, siendo especialmente alta la concentración salina en las costas poco profundas y de alta evaporación [16].

Las estructuras de concreto que se encuentran en contacto con agua de mar sufren un deterioro complejo que combina efectos químicos y físicos. La penetración química de





cloruros se produce cuando se dan diferencias de concentración entre dos puntos, lo que resulta ser el mecanismo de difusión en estructuras completamente sumergidas en agua de mar, sin embargo si la estructuras se encuentra sometida a la acción de las mareas o salpicaduras se producen ciclos de humedad y secado, que dan lugar a mecanismos más rápidos de penetración de cloruros facilitando la reacción álcali-agregado y por tanto la corrosión de las armaduras, mientras que los procesos físicos como la erosión se genera debido al golpeo de las olas y objetos flotantes (Figura 3) [16,17,18].

Siendo la porosidad del concreto un factor crucial en todos estos fenómenos, ya que la penetración será más rápida cuando la porosidad del recubrimiento resulte ser mayor. Por lo que con bajas relación a/c y alto contenido en cemento, se puede tener un concreto compacto y muy resistente a la penetración de los cloruros, además de que existen cementos capaces de retener la velocidad de penetración de cloruros. En cuanto al límite de cloruros que puede generar la despasivación de la armadura, se acepta como valor límite en el agua de amasado del concreto el 0.4% en peso de cemento o una relación $Cl-/OH = 0.6$, si se trata de cloruros que penetran desde el exterior [17].

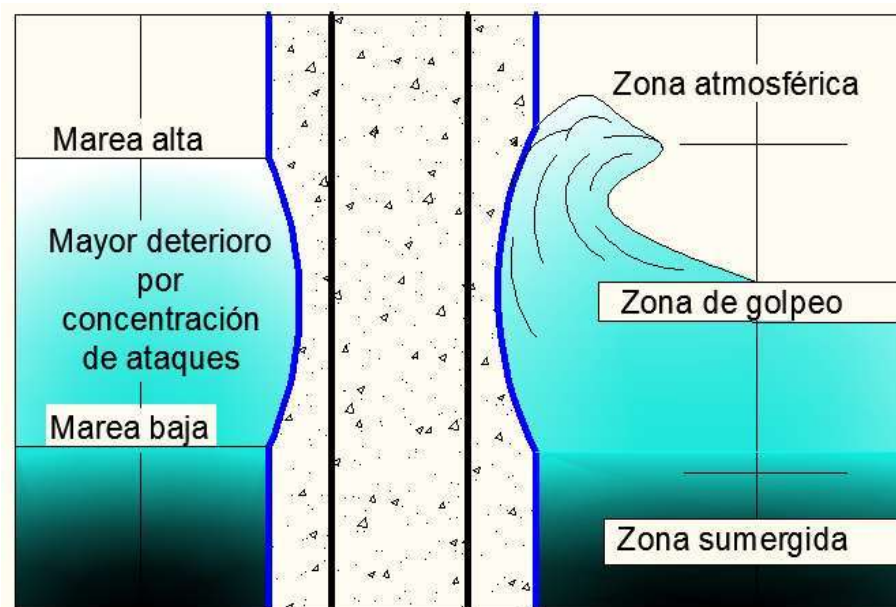


Figura 3. Columna de concreto con acero de refuerzo.

III.4.9. Presencia de ácidos.

En general, el cemento pórtland no tiene una buena resistencia a los ácidos ya que estos producen la conversión de todos los compuestos cálcicos hidratados (el hidróxido cálcico, el silicatos cálcico y el aluminato cálcico) en sales cálcicas [16].



Los ácidos que atacan al concreto pueden formarse por la combustión de numerosos combustibles que contienen gases sulfurosos que se combinan con la humedad para formar ácido sulfúrico, partir de aguas residuales o aguas industriales. Además este ácido también se origina a partir de la oxidación del sulfuro de hierro (pirita) que se encuentra en turbas, suelos arcillosos, esquistos aluminosos, aguas mineralizadas y baterías. El ataque de ácido sulfúrico es muy peligroso, ya que genera el deterioro acelerado de las estructuras de concreto hasta su destrucción, de acuerdo a la velocidad de reacción. También se pueden formar ácidos orgánicos a partir de la reacción del hidróxido de calcio del cemento pórtland hidratado y los compuestos químicos de almacenamientos agrícolas o de procesos industriales como las cervecerías, lecherías, plantas de enlatado y molinos de pulpa de madera, sin embargo estos ácidos solo provocan daños superficiales al concreto, ya que en la mayoría de los casos, la reacción química da por resultado la formación de compuestos de calcio solubles en agua que posteriormente son lixiviados por las soluciones acuosas [16,18].

Si a través de las fisuras, grietas o poros del concreto pueden ingresar ácidos, cloruros u otras soluciones salinas agresivas, es posible que las armaduras de acero sufran corrosión rápidamente. Un concreto denso con una baja relación a/c proporciona cierta protección contra el ataque por ácidos, además algunos materiales puzolánicos, y los vapores de sílice en particular, aumentan la resistencia a los ácidos, sin embargo independientemente de su composición, ningún concreto hidráulico puede soportar durante mucho tiempo un agua fuertemente ácida (pH menor o igual que 3) [16].

III.4.10. Presencia de CO₂.

La carbonatación superficial del concreto produce algunos efectos beneficiosos, como el aumento de la resistencia y dureza superficial del hormigón. Sin embargo, este proceso también genera efectos perjudiciales como la disminución del pH que, de generalizarse en el espesor del recubrimiento, provocaría la corrosión de las armaduras próximas a la superficie del elemento [16].

La fuente de CO₂ puede ser la atmósfera o bien agua que transporta CO₂ en disolución. La velocidad del proceso de carbonatación atmosférico en el concreto depende fuertemente de la humedad relativa ambiente (Tabla 10), la temperatura, la permeabilidad del hormigón y la concentración de CO₂, por lo tanto hormigones densos (baja relación





a/c) y bien curados presentan una menor velocidad de penetración; En el caso de disolución, el agua que contiene más de 20 partes por millón (ppm) de CO₂ agresivo pueden provocar la rápida carbonatación de la pasta cementicia hidratada, mientras que las aguas que contienen 10 ppm pero que se mueve libremente, también pueden provocar una carbonatación significativa. Además si la carbonatación aparece a edades tempranas puede provocar superficies porosas, poco resistentes y de baja durabilidad, debido a atmósferas ricas en CO₂, como es el caso de algunos ambientes industriales poco ventilados [16, 17,19].

Tabla 10. Proceso de carbonatación en relación con la humedad relativa [17,19].

Humedad Relativa % (HR)	Proceso de carbonatación
HR>70%	Evita el ingreso de CO ₂
50%<HR<70%	Avanza rápidamente
HR<50%	No hay suficiente agua para que se disuelva el CO ₂

III.5. Degradación del concreto endurecido.

La degradación del concreto es causada por los factores ambientales de las zonas a lo largo del tiempo, es decir, el decremento gradual de la funcionalidad y de la resistencia estructural. El cual puede ser visible a través de las afectaciones superficie del concreto.

III.5.1. Fisuras.

Las fisuras son uno de los síntomas patológicos más importantes del comportamiento de las estructuras de concreto armado y aparecen como consecuencia de la falta de curado o de esfuerzos que superan la capacidad resistente del concreto, además el exceso de fino, agua y cemento contribuyen en su aparición, sin embargo la principal causa de aparición de estas fisuras es la evaporación rápida del agua de la superficie de concreto, lo cual es común en climas cálidos y en presencia de vientos secos. Las fisuras pueden aparecer en el concreto a corto o largo plazo como se muestra en la Tabla 11 y se identifican de acuerdo a su forma, posición, longitud, trayectoria y abertura, con lo cual se puede conocer la causa que las origina. Pero es más común determinarlas de acuerdo a su trayectoria (transversales y longitudinales) y abertura (menor a 4 mm) [20,21]. Las fisuras transversales son originadas por sollicitaciones mecánicas y constituyen un camino rápido para los agentes agresivos, mientras que las fisuras longitudinales son originadas generalmente por asentamientos plásticos y causan gran riesgo al acero estructural, dado





que el área de armadura expuesta al ataque es mayor que las transversales. Existen casos donde las fisuras se encuentran a lo largo de la posición de las armaduras, lo cual indica que el proceso de la corrosión se ha iniciado, debido a la penetración de agentes agresivos que dañan el acero y disminuyen la durabilidad de la estructura dependiendo además de la abertura [15].

Tabla 11. Tipo de fisuración según el tiempo de aparición [20].

Tiempo	Causa	Descripción
Fisuración en estado plástico	Contracción plástica	Contracción hidráulica
		Mapeo superficial
	Por deficiencias o descuidos en la ejecución	Asentamiento plástico
		Contracción por secado
		Contracción por carbonatación
Fisuración en estado endurecido	Por movimientos espontáneos	Contracción térmica
		Entumecimiento por corrosión del acero de refuerzo
		Reacción álcali-agregado
	Por acciones mecánicas	Compresión, tracción, flexión, cortante o torsión
	Otras	Errores de diseños y detallado
		Prácticas constructivas inadecuadas

III.5.2. Grietas.

Las grietas en el concreto son causadas principalmente por la contracción de los materiales, por el exceso de cargas y por la falta de resistencia del elemento a los movimientos espontáneos. Muchos autores confunden el término grieta respecto a fisura, sin embargo para diferenciarlas basta con conocer la abertura o espesor libre en el elemento, si bien se menciona que la contracción de los materiales provoca fisuras en el concreto, la cual cambiará de nombre una vez que la abertura sea superior a los 4 mm y será llamada grieta. Las grietas a lo largo de los años tienden a crecer, es decir, su abertura y longitud se incrementan poco a poco, lo cual genera graves problemas; ya que por un lado, disminuyen la resistencia de las estructuras y por el otro permiten el paso libre de agentes ambientales agresivos que dañan el acero de refuerzo y además, terminan con la vida útil de cualquier estructura de concreto armado [11].





En los últimos años se ha incrementado el tránsito vehicular, lo cual ha generado sobrecargas en la mayoría de las carreteras y puentes de México, ocasionando que mucha de esta infraestructura se dañe, principalmente por grietas estructurales debido a las sobrecargas y a la falta de resistencia de los elementos. Sin olvidar las grietas causadas por el fenómeno de corrosión, las cuales aparecen debido a los esfuerzos internos del concreto una vez que el elemento metálico se está corroyendo, y por lo tanto incrementando de volumen, así pues es fácil localizarlas, ya que estas grietas aparecen sobre la posición del acero.

III.5.3. Desprendimientos.

A la pérdida de concreto en un elemento estructural generalmente se le conoce como desprendimiento o desconchamiento. Este espesor generalmente se pierde debido a acciones ambientales que producen deterioros en los materiales metálicos internos, ocasionando esfuerzos expansivos en el concreto, que provocan pequeñas fisuras en el recubrimiento de la armadura y que al paso del tiempo se convierten en grandes grietas, que terminan por desprender el área protectora del acero hasta dejarlo expuesto (Imagen 9). Sin embargo los desprendimientos se vuelven más severos en condiciones húmedas, ya que la presencia de agua y lixiviados generan mayor deterioro al degradar el concreto y facilitar la corrosión en el acero. Además también se puede dar el caso de desprendimientos externos ocasionados por sismos o golpes hacia la estructura [11, 15].



Imagen 9. Desprendimiento del recubrimiento de concreto.

III.5.4. Erosión.

Es el desgaste que le ocurre al concreto que se encuentra en contacto con la corriente de agua que fluye. Sin embargo la erosión se acelera cuando el agua acarrea partículas sólidas, y su desgaste está en función de la cantidad, forma, dureza, tamaño y velocidad a la cual chocan contra el concreto, además de la calidad del concreto y la



presencia de vórtices en el agua. Por otro lado la erosión del concreto en presencia de ríos viejos o planos no representa graves daños a las estructuras de concreto, ya que el desgaste es mínimo y pocas veces relevante [11].

Sin embargo las relaciones a/c bajas, alto contenido de material grueso y el bajo revenimiento disminuyen el efecto erosivo del agua en movimiento.

III.5.5. Manchas.

Las manchas en el concreto pueden ser generadoras o indicadoras de deterioro. Las manchas de humedad generalmente dan pie al deterioro del concreto al generar aéreas de mojado y secado, que es la mejor situación para la degradación del concreto y corrosión del acero. Mientras que las manchas de eflorescencias y óxidos indican que el daño está presente y en pleno desarrollo (Imagen 10). La eflorescencia aparece por la disolución de los compuestos de yeso y cal, formando depósitos blancos de sal ($CA(OH)_2$) que indican la degradación del concreto. Pero el caso más crítico es la presencia de óxidos, ya que estas manchas de color rojizo indican que el acero ha iniciado el proceso de corrosión y por tanto la desintegración del acero [11, 15].



Imagen 10. Manchas de eflorescencia y óxido.

Otro defecto superficial del concreto son las manchas oscuras de forma irregular, que son visibles en dirección de la luz y causadas por depósitos de partículas gruesas de cemento, depositadas en donde la relación agua cemento fue baja y poca hidratación. Estas manchas no son perjudiciales ya que al paso de los años se desvanecen, sin embargo causan incertidumbre e inseguridad [11].

III.6. Corrosión del acero de refuerzo.

La corrosión del acero embebido en el concreto generalmente es un proceso electroquímico que consiste en 4 elementos principales [17]:





- a) Un ánodo, donde ocurre la oxidación
- b) Un cátodo, donde ocurre la reducción
- c) Un conductor metálico, donde la corriente eléctrica es el flujo de electrones
- d) Un electrolito; en este caso el concreto, donde la corriente eléctrica es generada por el flujo de iones en un medio acuoso.

En el ánodo se liberan electrones y se forman iones ferrosos ($Fe \leftrightarrow Fe^{++} + 2e^{-}$) que al combinarse con el oxígeno generan la oxidación del acero, mientras que en el cátodo se liberan iones hidroxilo ($2H_2O + O_2 + 4e^{-} \leftrightarrow 4OH^{-}$) que reducen el proceso de corrosión (Figura 4).

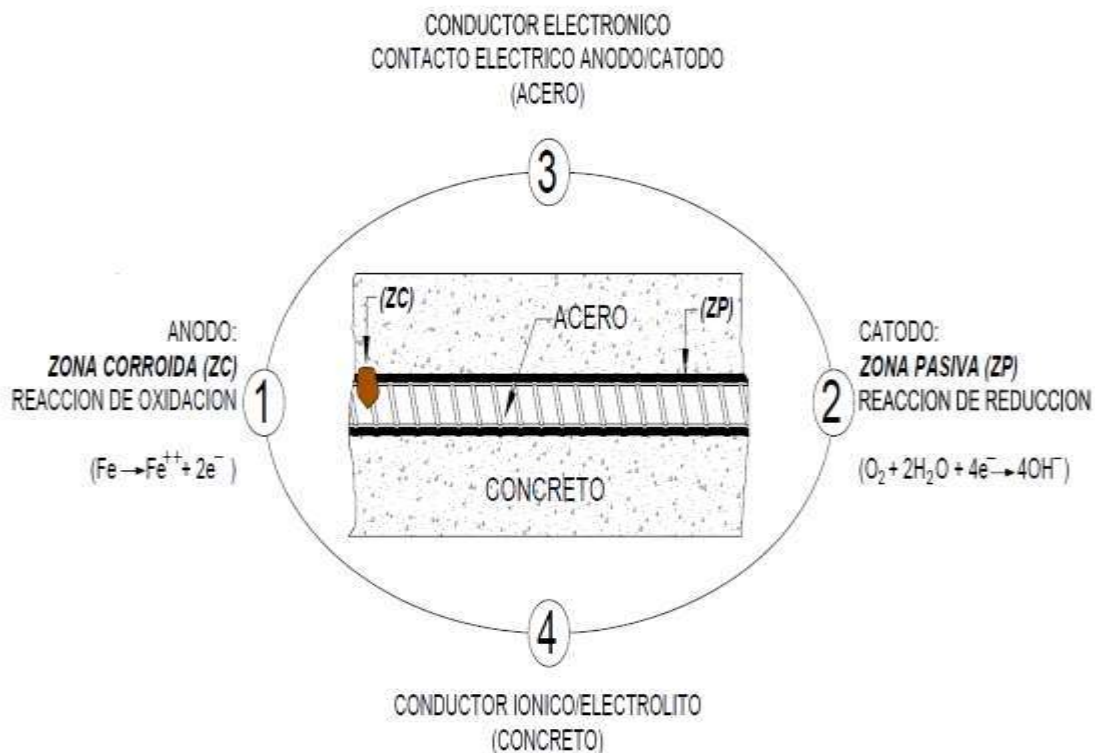


Figura 4. Elementos que forman celda de corrosión [17].

Sin embargo para que el fenómeno de corrosión se inicie debe de haber una reducción de la alcalinidad en el concreto $pH < 8$, debido a la acción del oxígeno y el agua; o por la acción electroquímica que implica un $pH > 8$, debido a la presencia de cloruros además de agua y oxígeno. Pero es importante resaltar que sin la presencia de oxígeno y humedad en el concreto no es posible la corrosión del acero [15].

Además la corrosión electroquímica del acero en el concreto resulta de la falta de uniformidad en el acero (diferentes aceros, soldaduras, sitios activos sobre la superficie del





acero), contacto con metales menos activos, así como, de las heterogeneidades en el medio químico o físico (concreto) que rodea al acero. Aunque es sabido que la corrosión de las estructuras se reduce debido a la formación de una capa de óxido de hierro que protege al acero, ya que genera un estado pasivante, el cual al ser alterado por sustancias agresivas desencadenan una mayor velocidad de corrosión [15].

Así pues como ya se dijo, los productos de corrosión aumentan el volumen de la estructura y ejercen presiones sobre el recubrimiento de concreto, y si estos esfuerzos sobrepasan el límite de resistencia del concreto producen el agrietamiento y en casos severos desprendimientos, lo cual implica la exposición directa de la armadura al medio ambiente, que a su vez genera la aceleración de la corrosión disminuyendo la sección del acero, hasta que elimina su resistencia estructural [18].

III.6.1. Corrosión por picaduras.

Las picaduras se forman por la disolución localizada de la película pasiva del acero a causa de la acción de cloruros principalmente. Los cloruros se encuentran presentes en el concreto debido al aporte que pueden realizar los materiales componentes (fundamentalmente aditivos, agua de mezclado y agregados) o pueden provenir del medio externo por difusión a través de la red de poros que existen en el concreto. Siendo este último el más peligroso, ya que la durabilidad de las estructuras está en función principalmente de la agresividad del medio ambiente y de la calidad del concreto [15]. La concentración de cloruros que penetran por difusión, decrece desde la superficie hacia el interior del concreto, sin embargo los ciclos de humedad y secado de la superficie del elemento con agua que contiene cloruros producen un aumento de estos en la capa superficial y una mayor penetración [18].

Este fenómeno se basa en la formación de una celda de corrosión, donde existe una zona pasiva intacta que actúa como cátodo, en la cual se reduce el oxígeno y una pequeña zona en la que se ha perdido la película pasivante, que actúa como ánodo, en el que se genera la disolución del acero (Figura 5). Una vez que ya existe el problema de corrosión por picaduras, el problema se va agravando, ya que las picaduras son autocatalíticas, es decir, en el ánodo se produce ácido, debido a que los iones cloruro favorecen la hidrólisis del Fe en agua para formar H^+ y Cl^- libre, lo cual decrece el pH localmente, mientras que





los iones de cloruro que permanecen en el concreto siguen interviniendo en el proceso de corrosión [16].

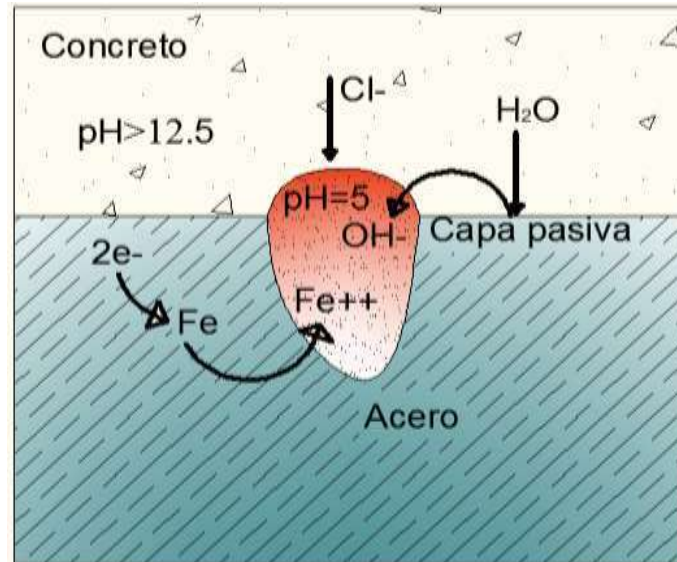


Figura 5. Mecanismo de corrosión por picaduras [15].

III.6.2. Corrosión en espacios confinados.

Este tipo de corrosión ocurre cuando sobre la superficie del metal existe un espacio lo suficientemente resguardado que evita el acceso continuo de oxígeno a esa zona. Este fenómeno puede ser causado por varias situaciones que implican acciones de reparación pero que lamentablemente no son adecuadas. Por ejemplo, cuando existen grietas (estructurales o por corrosión) comúnmente se sellan con material epóxico, sin embargo si el medio agresivo ya ha llegado al acero de refuerzo, esta técnica solo generaría la aceleración de la corrosión por la falta de acceso de oxígeno (Figura 6). Otro ejemplo puede ser cuando la corrosión se inicia sobre la estructura expuesta al medio, debido a la presencia de desprendimientos del recubrimiento y se adopta la técnica de revestir con concreto olvidándose que la falta de oxígeno agrava la situación del acero. Aunado a esto, si existe la presencia de iones cloruro en el concreto, estos se pueden acumular en el espacio que se forma entre el recubrimiento y el acero, lo cual provoca que el pH que se encuentra en esta zona disminuya, ocasionando una mayor aceleración de la corrosión del acero por un proceso autocatalítico que además propicia la pérdida de adherencia entre el acero y el concreto, similar al de la corrosión por picadura [15].



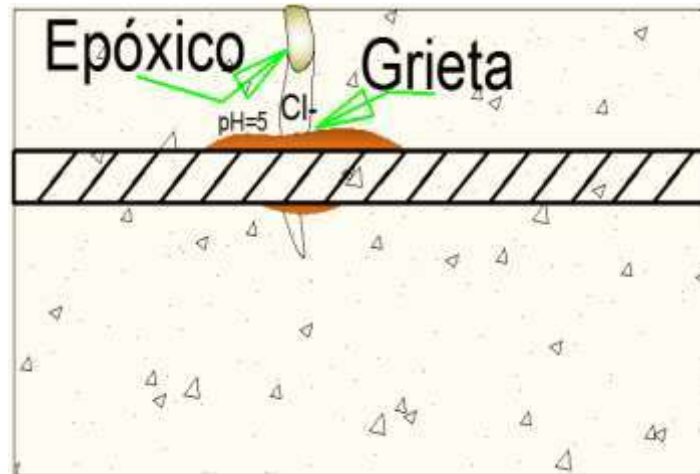


Figura 6. Mecanismo de corrosión por ausencia del oxígeno [15].

III.6.3. Corrosión bajo tensión.

Este tipo de corrosión se produce como consecuencia de la combinación de dos efectos simultáneos tales como un medio ambiente agresivo o corrosivo, unido a una tensión mecánica producida por efecto de tracción, flexión o torsión en la armadura (Figura 7). Esto ocurre generalmente en acero pre o postensado de alta resistencia debido a la presencia de hidrógeno atómico difundido en el metal, el cual puede provenir de la corrosión de acero o de protección catódica en la mayoría de los casos [18]. La corrosión bajo tensión es un fenómeno que se asocia a una mala calidad del concreto (presencia de coqueas), a la presencia de algunos iones aportados por los aditivos y a al tipo de acero que se esté usando. En el caso de aceros pretensados, la presencia de picaduras por corrosión causada por iones cloruro, pueden inducir a que el acero presente corrosión por tensiones [15].

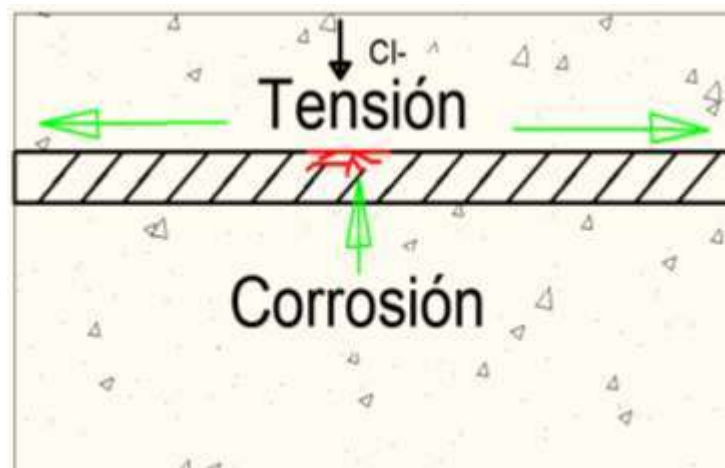


Figura 7. Mecanismo de corrosión bajo tensión.





Sin embargo para poder determinar si existe corrosión bajo tensión en el acero, es necesaria la observación microscópica de la superficie de fractura, ya que es la única forma para determinar este fenómeno [15].

III.6.4. Corrosión por corriente de interferencia.

Las corrientes de interferencia, llamadas también vagabundas, erráticas o de fuga, y pueden ser definidas como las corrientes que fluyen por una estructura sin formar parte del circuito o celda electroquímica. Para que ocurra esta corrosión debe existir un intercambio de corrientes entre una estructura metálica y un medio electrolítico. La corriente continua es la que tiene el efecto más pronunciado sobre la corrosión, ya que esta fluye continuamente en un solo sentido. Por el contrario la corriente alterna, que invierte su dirección alrededor de una centena de veces por segundo, puede causar un efecto mucho menos pronunciado. Es importante mencionar que si el acero se encuentra pasivado en un concreto no contaminado por cloruros, esta corriente de interferencia no producirá la corrosión del refuerzo, ya que lo podría mantener pasivo o llevar a la zona de inmunidad; por el contrario si el concreto contiene cloruros, la corrosión del refuerzo se vería acelerada drásticamente por el efecto de estas corrientes [15].

Las fuentes más comunes de este tipo de corriente son: sistemas de protección catódica operando en las cercanías de estructuras de concreto armado (Figura 8), especialmente en medios salobres de baja resistividad; sistemas con potencia eléctrica, como los trenes eléctricos; maquinas de soldar, donde la estructura conectada a tierra se encuentra a cierta distancia de los electrodos de soldar y corrientes telúricas (asociadas a corrientes solares y magnetismo de la tierra) principalmente, lo cual constituye una diferencia de voltaje y por lo tanto una zona catódica pasiva y otra anódica que podría causar la disolución del metal [15].



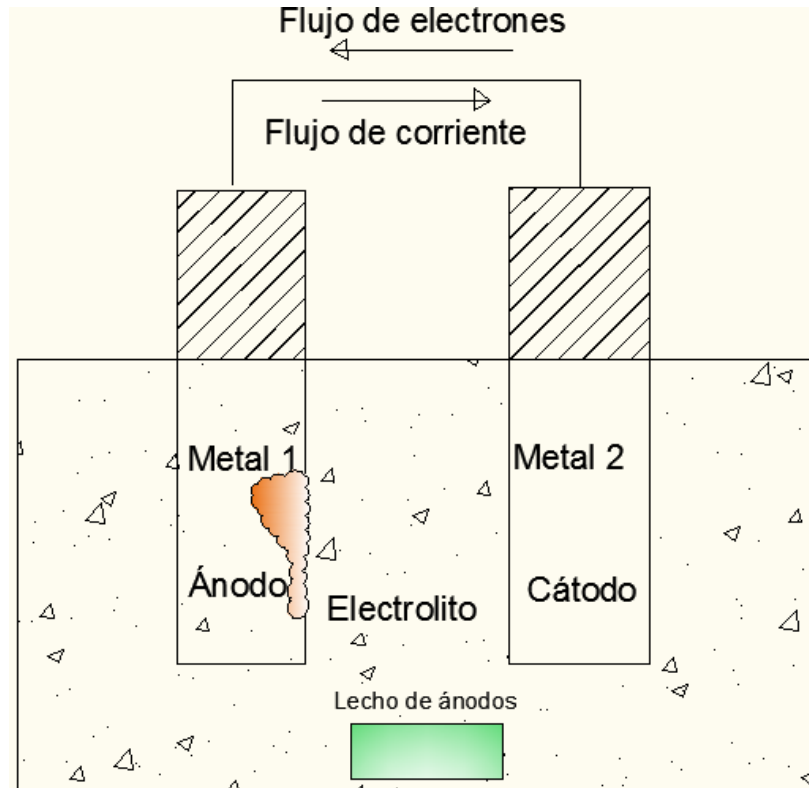


Figura 8. Mecanismo de corrosión por diferencia de corriente.

III.6.5. Corrosión generalizada.

Este tipo de corrosión uniforme producida fundamentalmente por una despasivación total de las armaduras debido a un descenso del pH del concreto de recubrimiento, debido a la presencia de cloruros o a la carbonatación del concreto (Figura 9). Sin embargo el proceso de disminución de la alcalinidad se debe principalmente a la carbonatación de los compuestos básicos, por la presencia de compuestos ácidos como el CO_2 y SO_2 [15].

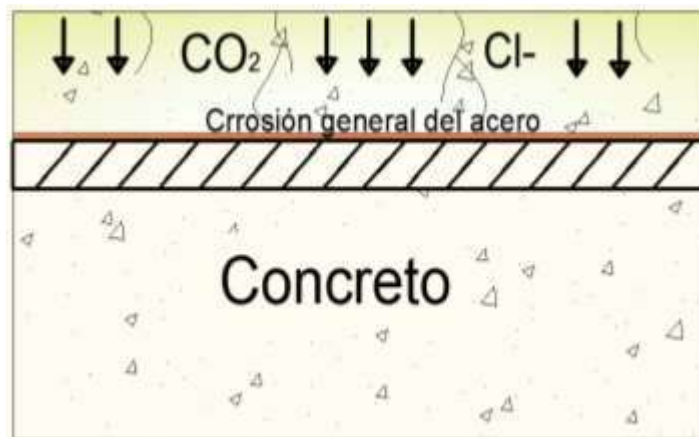


Figura 9. Mecanismo de corrosión generalizada.



La determinación del espesor carbonatado en el concreto resulta especialmente sencilla a través del uso de indicadores como la fenolftaleína que se torna de coloración violeta en la zona no carbonatada o sana y sin color la zona carbonatada producto de la reacción química del $\text{Ca}(\text{OH})_2$ y el CO_2 . Sin embargo para determinar esta medida es indispensable el uso de vernier o escalas milimétricas, con las cuales hay que realizar varias medidas y así determinar la profundidad carbonatada promedio.

III.6.6. Corrosión galvánica.

Este tipo de corrosión se da cuando existen dos tipos de metales en el medio electrolítico. En el caso del acero embebido en el concreto, el proceso se da cuando en alguna zona se dañe o no se forme la capa pasiva que rodea al acero. Esta zona actuará como un ánodo frente al resto del material, donde permanece la pasivación, el cual actuará como cátodo; un caso típico es cuando las armaduras exteriores se corroen cuando los cloruros ingresan en ellas, mientras que las armaduras interiores permanecen pasivas. Otra forma en la que se podría dar este proceso es cuando el refuerzo se encuentra en contacto con otros conductores más nobles, con lo cual se podría formar una macrocelda de corrosión, en que un metal se convierte en ánodo y el otro en cátodo, es decir uno se corroe y el otro se pasiva, como se muestra en la Figura 10 [15].

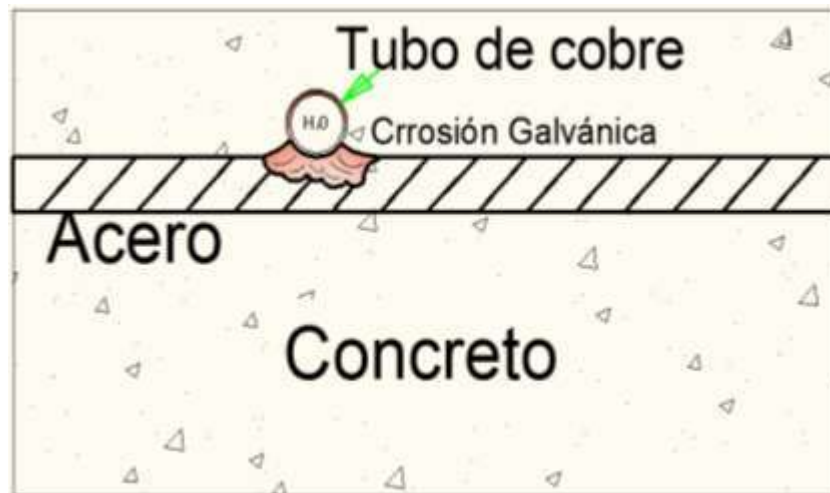


Figura 10. Mecanismo de corrosión entre 2 metales.

Por ejemplo la corrosión del aluminio se produce fundamentalmente cuando éste material está en contacto con la armadura de acero y resulta especialmente dañina en presencia de una alta concentración de cloruros. Un caso diferente es el del cobre y sus aleaciones que normalmente no se corroe en contacto con el concreto armado, esto se





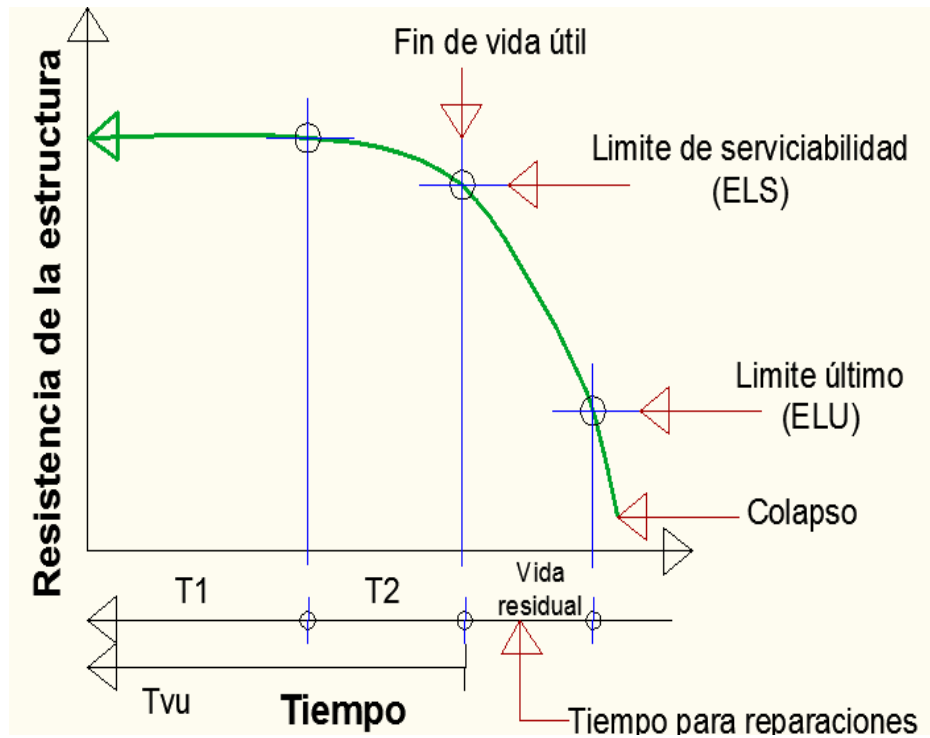
demuestra con el excelente comportamiento de las cañerías de aleaciones de cobre utilizadas embebidas en el concreto durante muchos años y solamente se han reportado casos de corrosión de caños de cobre en presencia de amoníaco. En el caso del zinc, resulta conocido que reacciona con los materiales alcalinos, sin embargo suele utilizarse para galvanizar armaduras en caso de estructuras de concreto sometidas a ambientes con alta concentración de cloruros, especialmente si se utilizan inhibidores de corrosión del tipo nitrito de calcio. También en estos casos puede utilizarse armaduras de acero inoxidable (aleación de cromo-níquel) que poseen un excelente desempeño similarmente a la plata y al estaño [18].

Los plásticos que últimamente se utilizan en juntas de cañerías, separadores de armaduras y otros embebidos en el concreto demostraron un buen comportamiento, sobre todo aquellos especialmente diseñados para soportar ambientes altamente alcalinos.

III.7. Modelo de Tutti.

La penetración de los iones cloruro por exposición de la estructura a la acción del ambiente marino es la causa más habitual de degradación de las estructuras de concreto armado y responsables de la mayor parte de las inversiones realizadas en reparación. Por esta razón se están haciendo importantes esfuerzos tanto en normativa como en los códigos de construcción con el fin de introducir criterios racionales que ayuden al cálculo de estructuras durables, además se está implementando el desarrollo de modelos, deterministas y probabilistas, que contribuyan a un cálculo cada vez más riguroso de la vida útil (Período de tiempo durante el cual la estructura conserva todas las características de funcionalidad, seguridad, resistencia y estética) de las estructuras. La mayoría de estos modelos están basados en el modelo de vida útil de Tutti (Grafica 2) que considera que el proceso de corrosión tiene lugar en dos etapas sucesivas T1 (tiempo de transporte) y T2 (tiempo de despasivación), con lo cual T1 más T2 dará como resultado el tiempo de vida útil de la estructura (T_{vu}) y al término de este vida residual [22].





Grafica 2. Modelo de Tutti [22].

La primera (T1) comienza con la penetración del agente agresivo y termina con el inicio de la corrosión de la armadura, y la segunda etapa (T2) considera la propagación de la corrosión y su final coincide con el final de la vida útil cuando la estructura ha perdido sus prestaciones funcionales y los requisitos de seguridad [15].

Una vez terminada la vida útil de la estructura ya no es confiable transitar sobre ella, debido a que se encuentra en su vida residual, es decir, el periodo en el que la estructura necesitaría reparación, remodelación o completa renovación para que regrese a su estado de servicio original; lo cual indica que se encuentra en estado límite de servicio (ELS) donde ya no es segura ni funcional, y puede llegar al estado límite último (ELU) de servicio, tiempo en el cual la estructura llega a un estado de degradación inaceptable antes de que sufra un colapso inminente [15,22].

Al inicio de la corrosión se producen muchos cambios químicos en torno a las propiedades electroquímicas de la capa pasiva de la armadura, relacionados con la pérdida generalizada de la alcalinidad del concreto (carbonatación) y la presencia de cloruros, lo cual puede generar el aumento de la corrosión en la armadura. De este modo, desde la llegada del agente agresivo a la armadura ocurre un periodo de despasivación (T2) que origina el inicio de la corrosión del acero. Los modelos de vida útil consideran que en el





concreto armado expuesto a ambientes ricos en cloruros, el inicio de la corrosión tiene lugar cuando cierta cantidad de cloruros alcanza la superficie de la armadura y se altera la estabilidad y cinética de la capa pasiva. La concentración crítica de cloruros se considera un parámetro esencial para estimar la probabilidad de corrosión de la armadura y se convierte en uno de los parámetros más importantes para hacer predicciones en los modelos de vida útil, lo que hace que sea fundamental el desarrollo de métodos de ensayo y expresiones matemáticas para introducir en los modelos. Sin embargo, aún no están bien establecidas las condiciones específicas que permiten a los cloruros alcanzar el límite para iniciar la corrosión, por lo que no es posible introducir un valor riguroso y representativo en los modelos. A pesar de que se han realizado numerosos estudios para determinar el nivel crítico de cloruros a nivel de la armadura capaz de iniciar la corrosión es muy amplio el rango de variación sugerido, lo que dificulta la posibilidad de poder definir un valor único. Así pues se hace necesaria una cuantificación fiable del contenido crítico de cloruros como pre-requisito al cálculo de la vida útil. Así la EHE-08 ha adoptado el valor del 0.6% en cloruros totales [22].

III.8. Diagrama de Pourbaix.

Se les llama así por su creador Marcel Pourbaix quien lo desarrolló para mostrar las condiciones del pH del electrolito y el potencial electroquímico que son favorables para la corrosión de un metal (Gráfica 3). El estado de energía de un metal en una disolución electrolítica está influenciado por el pH, por lo que las armaduras convencionales (acero al carbono) cuando están recubiertas por una capa de concreto se encuentran en estado pasivo debido a la alcalinidad que contiene este material ($\text{pH} \geq 12$ pero ≤ 14) [18].

El diagrama de Pourbaix es un diagrama de equilibrio Potencial/pH, en el que el eje de la abscisas representan los valores de pH de la solución, y el eje de las ordenadas valores del potencial del electrodo. Los dominios de estabilidad de las diferentes sustancias consideradas están limitados por las líneas que representan condiciones de equilibrio para los siguientes tipos de reacción [1].

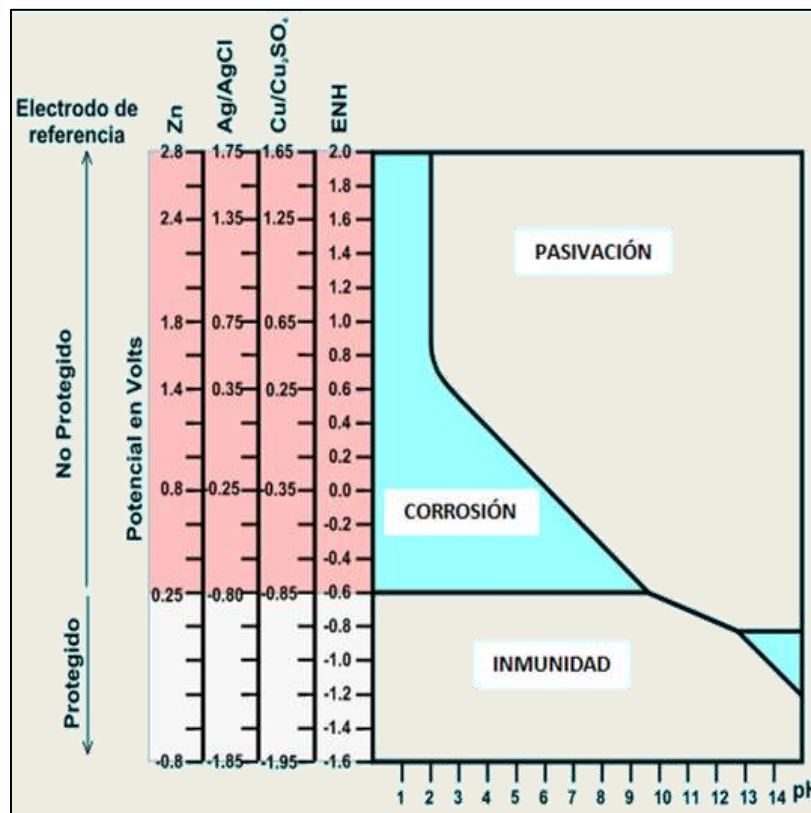
Así pues el diagrama de Pourbaix se usa principalmente para predecir si puede o no ocurrir la corrosión de una estructura, para estimar la composición de los productos de corrosión formados y para predecir los cambios ambientales que generan la corrosión.





Por lo tanto, los diagramas de Pourbaix establecen para cada metal las condiciones de pH y de potencial en las que el metal se corroe, se pasiva o permanece inmune. El estado definido como pasividad supone que el metal se cubre de una capa de óxidos de muy pequeño espesor (10nm), transparente, imperceptible y que actúa como barrera impidiendo la posterior oxidación, por lo tanto el metal posee la apariencia de mantenerse inalterado. En cambio el estado de inmunidad supone que el metal no se corroe al no darse las condiciones termodinámicas para ello y por lo tanto no existe cambio alguno en sus propiedades (el sistema de protección catódica logra este fenómeno) y por último, el estado de corrosión, en el cual ya existe pérdida del metal debido a la penetración de los agentes agresivos que provocan reacciones químicas y que a su vez desencadenan la reducción del área transversal del acero [1].

Generalmente en una estructura de concreto armado nueva, el acero se encuentra inmune a la corrosión ya que su pH oscila entre 12 y 12.5, sin embargo también puede encontrarse en estado pasivo, ya que la capa (película) de óxidos del acero protege a la varilla.



Grafica 3. Diagrama de Pourbaix [1].





IV. TÉCNICAS DE PREVENCIÓN Y PROTECCIÓN

Desde hace muchos años se han creado estructuras de concreto armado alrededor del mundo, con propiedades muy resistentes y estéticas, sin embargo al pasar el tiempo se ha visto que estas estructuras han envejecido debido a las condiciones ambientales, ya que el concreto se ha degradado y el acero se ha corroído; es por ello que diversos métodos se han utilizado para evitar y proteger de la corrosión al acero, en el concreto armado. Los métodos de protección y control de corrosión se basan en eliminar alguno de los cuatro elementos que conforman la celda de corrosión (ánodo, cátodo, conductor iónico y conductor electrónico) en estructuras de concreto armado [15].

En estructuras existentes para minimizar la corrosión se han implementado revestimientos superficiales del acero mediante pinturas y epóxicos, mientras que sobre el concreto se han utilizado recubrimientos de pinturas y morteros impermeables, además actualmente se están usando métodos de protección catódica, inhibidores de corrosión, removedores de iones cloruros y realcalinización del concreto principalmente.

En estructuras nuevas, el uso de un buen concreto sería la mejor solución, ya que no existe mejor protección del refuerzo de acero que la capa pasivante formada por la hidratación del cemento. En estructuras existentes, el control de corrosión dependerá del diagnóstico de la patología determinada. Sin embargo es importante indicar que aun con todas las investigaciones realizadas existe la incertidumbre de la situación de las estructuras [15].

IV. 1. Protección directa del acero.

Estas técnicas se utilizan para mejorar la capacidad protectora de las armaduras de acero, empleadas en las estructuras de concreto armado.

IV.1.1. Recubrimientos epóxicos.

Sus inicios datan de la década de los 70's, siendo Estados Unidos el principal pionero de esta técnica, la cual se utilizó para la construcción de grandes obras civiles propias de este país; aunque más tarde se extendió por todo el mundo, principalmente Europa y Medio Oriente. El recubrimiento epóxico es una barrera que protege el acero del medio ambiente agresivo (Figura 11), sin embargo cualquier poro o daño en el revestimiento es perjudicial para la protección del acero, ya que desencadenan el proceso de corrosión localizada. Los resultados sobre esta aplicación no han sido muy halagadores, al





ser detectados daños en puentes relativamente jóvenes (menos de 10 años) por lo que esta técnica muy pocos la usan actualmente. Sin embargo existen muchas estructuras donde este método ha sido aplicado, que muestran corrosión severa de la armadura con el agravante que el uso de cualquier otro sistema de control incluyendo protección catódica podría no ser efectivo si a la armadura no se le elimina el recubrimiento [15,18].

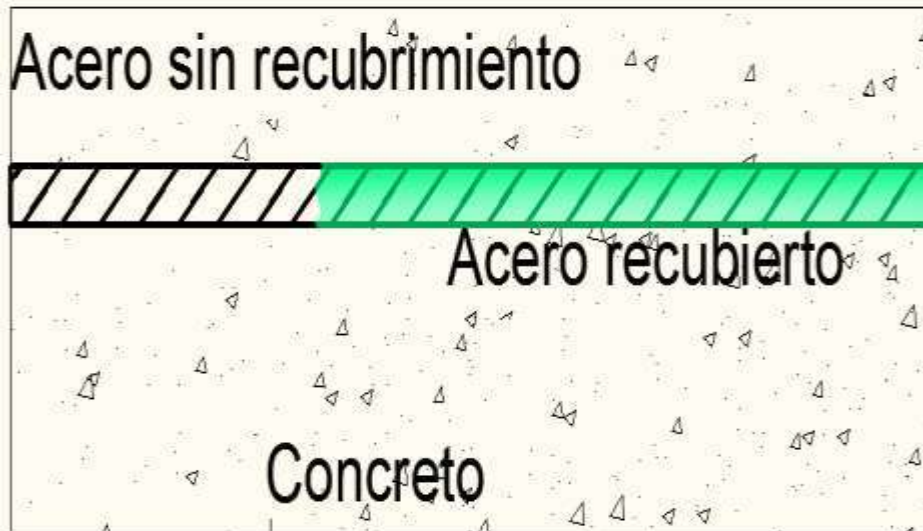


Figura 11. Acero con recubrimiento epoxico.

IV.1.2. Galvanización del acero.

El galvanizado o galvanización es el proceso electroquímico por el cual se puede cubrir un metal con otro. Este método es eficaz en las grandes ciudades industriales, ya que la protección del galvanizado evita la corrosión por carbonatación del concreto, al proteger concretos con pH del orden de 6. Sin embargo en concretos con alto contenido de cloruros el galvanizado no ofrece suficientes garantías, pues solo es capaz de evitar la corrosión del acero durante un espacio limitado de tiempo [18].

El galvanizado más común consiste en depositar una capa de zinc (Zn) sobre hierro (Fe); ya que, al ser el zinc más oxidable, menos noble, que el hierro y generar un óxido estable, protege al hierro de la oxidación al exponerse al oxígeno del aire. El zinc en general protege al acero por un mecanismo de sacrificio. Ahora bien, en un medio alcalino del concreto, el cinc fundamentalmente protege por formación de una capa compacta de productos de corrosión que en poco tiempo desaparecerá y ocurrirá el proceso de corrosión de la armadura [15].





IV.1.3. Protección catódica.

Se inicio en 1824 para proteger el acero que estaba en contacto directo con el agua de mar, después en 1955 se logro aplicar a estructuras de concreto armado localizadas en ambientes marinos. La durabilidad de los metales protegidos catódicamente se asegura por la aplicación de una corriente eléctrica lo suficientemente alta para polarizar al metal en la dirección negativa, de modo que, se reduce la velocidad del proceso anódico a valores insignificantes que garantizan la protección de la armadura. En estructuras de concreto armado, la corriente que debe ser impuesta para la protección catódica, no puede ser mayor de 20mA/m^2 y el potencial debe de estar por debajo de 710mV de acuerdo al Electrodo Saturado Calomel, para considerarse protegida. Es decir, que sitúe el acero en la zona de inmunidad de acuerdo al diagrama de Pourbaix [18].

La protección catódica es el único sistema de verdadero control de la corrosión del concreto armado contaminado por cloruros una vez que el ataque ha sido iniciado, por otro lado también existe la prevención catódica, la cual consiste en la prevención del inicio de la corrosión de estructuras nuevas construidas en ambientes marinos.

Actualmente existen normas europeas y norteamericanas que dan instrucciones sobre la aplicación de este sistema de control de corrosión en concreto armado, con la finalidad de lograr una buena aplicación de la técnica, y así garantizar la protección de la estructura por lo menos el tiempo de servicio. En todo caso, es impredecible que todo el acero de refuerzo tenga buena continuidad eléctrica para que la protección catódica sea efectiva [15].

La protección catódica se puede aplicar por ánodos de sacrificio o por corriente impresa, siendo este último el sistema más usado a nivel mundial. La protección por ánodos de sacrificio implica la conexión eléctrica entre el refuerzo y un material más activo que el acero, el cual actuara como el ánodo, que puede ser de aluminio o cinc principalmente (Figura 12). Ha sido aplicado en diferentes pilotes en campo con resultados satisfactorios, en la protección de tuberías de concreto reforzado y pretensado, en suelos de baja resistividad, etc. [15]. En el caso de corriente impresa el ánodo podría ser cualquier material, ya que se utiliza una fuente de energía de corriente continua para inducir corriente que entra en la estructura a proteger, haciéndola cátodo (Figura 13).



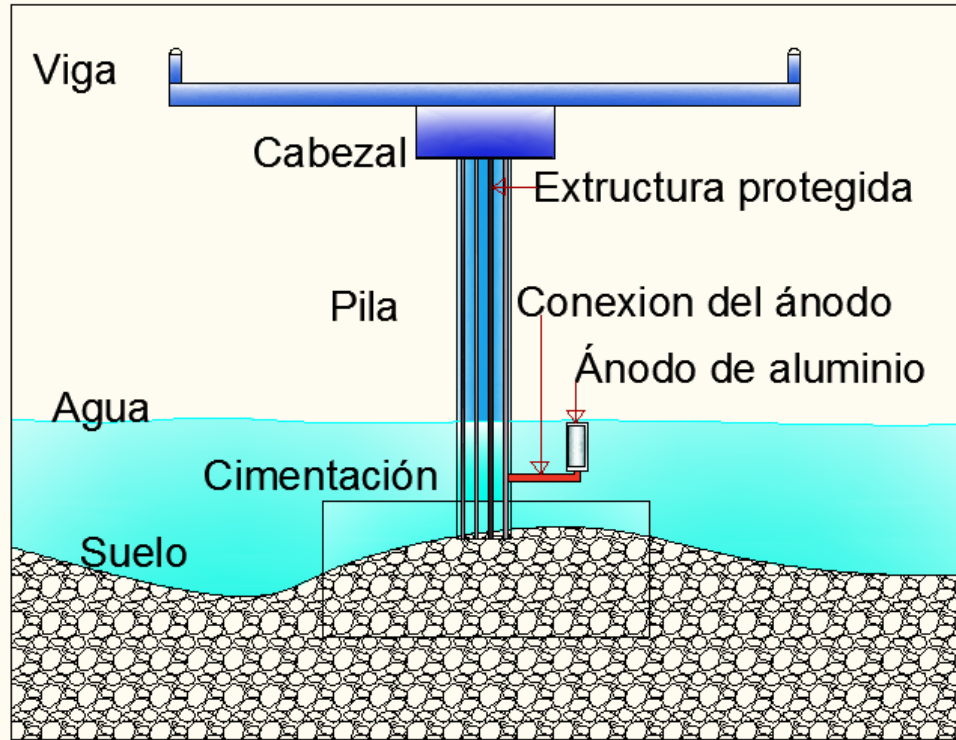


Figura 12. Modelo de protección catódica por ánodos de sacrificio.

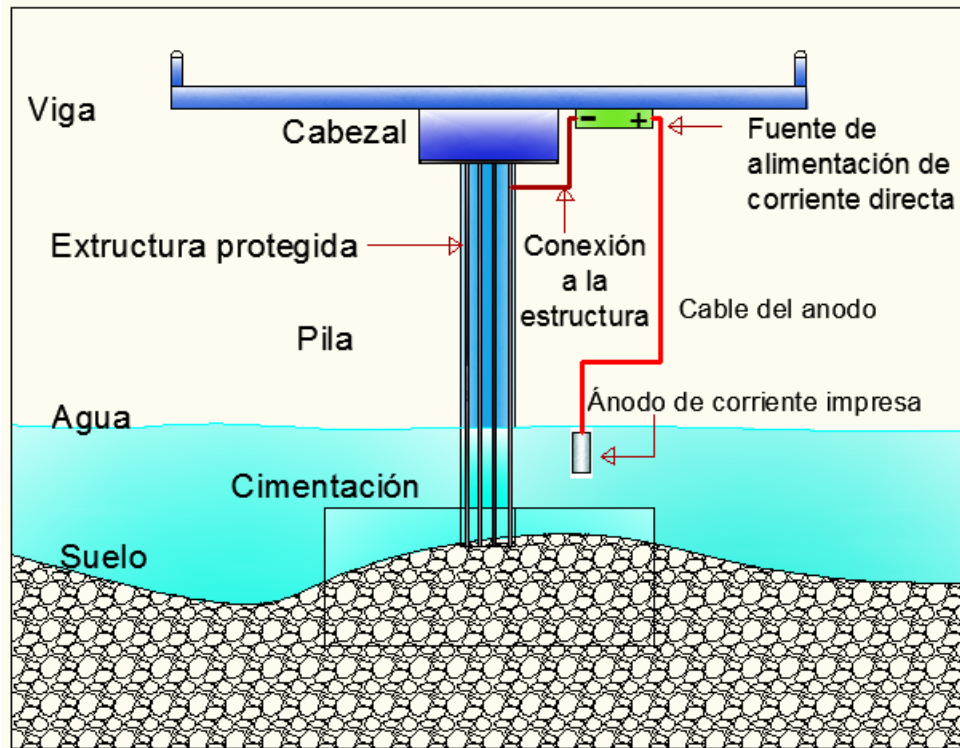


Figura 13. Modelo de protección catódica por corriente impresa.





Sin embargo la aplicación de la corriente eléctrica induce transformaciones físico-químicas alrededor de las armaduras, ya que se ha visto mediante espectroscopia la formación (acumulación) de iones de Na^+ y K^+ que generan disminución en la adherencia entre el acero y el concreto. Por otro lado la técnica es muy compleja y requiere un mantenimiento constante y especializado, lo cual puede generar costos muy elevados [18].

IV.1.4. Empleo de acero inoxidable.

Son aleaciones de acero que contienen un mínimo entre 10 y 12% de cromo y poseen una excelente resistencia contra la corrosión, que es producto de la formación de una capa superficial de óxido de cromo de color gris claro (Figura 14), la cual impide que la corrosión de los aceros se desdese el exterior hacia el interior. Los aceros inoxidables se dividen en 4 familias, en función de su estructura y composición: Austeníticos, ferríticos, martensíticos y dúplex (austeno-ferríticos) [18].

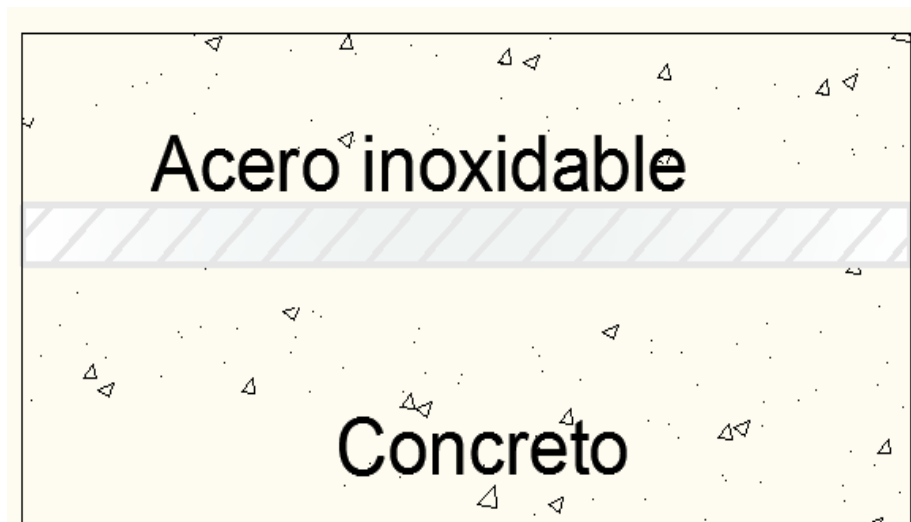


Figura 14. Acero inoxidable en estructuras de concreto.

Los aceros inoxidables austeníticos presentan un contenido de cromo entre 16 y 25%, además de níquel, manganeso y nitrógeno en pequeñas cantidades; este tipo de aleaciones son muy tenaces, resistentes a la corrosión y facilidad para ser soldado, por otro lado presentan baja resistencia a la tracción, son susceptibles a fisuras bajo tensión (corrosión por picaduras) y presentan elevado costo de fabricación. Los aceros inoxidables ferríticos presentan una microestructura de ferrita, además de un contenido de cromo entre 15 y 30%, lo cual hace que este tipo de aleaciones sean muy resistentes a la corrosión, no presentan fisuras bajo tensión y por lo tanto no se presenta la corrosión por picaduras, por otro lado presenta poca tenacidad, poca ductilidad y mucha dificultad para ser soldado ya





que son aceros muy frágiles. Los aceros inoxidable martensíticos son muy magnéticos, presentan gran dureza y resistencia al desgaste, sin embargo para garantizar su inmunidad a la corrosión se pueden adicionar elementos como el molibdeno y níquel. Y por último los aceros dúplex (austeno-ferríticos) con aleaciones de Fe, Cr, Ni y Mo magnéticas, son aceros resistentes a la corrosión y presentan buenas características mecánicas y altos valores en el límite elástico, por lo que se recomiendan ampliamente para estructuras construidas en ambientes agresivos [18].

Estos tipos de aceros son adecuados para garantizar la durabilidad de las estructuras, sin embargo su alto costo de producción hace que su empleo sea limitado y recomendado exclusivamente para estructuras que se alojen en la zona de mareas o que se encuentren parcialmente sumergidas, ya que estas zonas representan el mayor riesgo para que se desarrolle la corrosión (Figura 15).

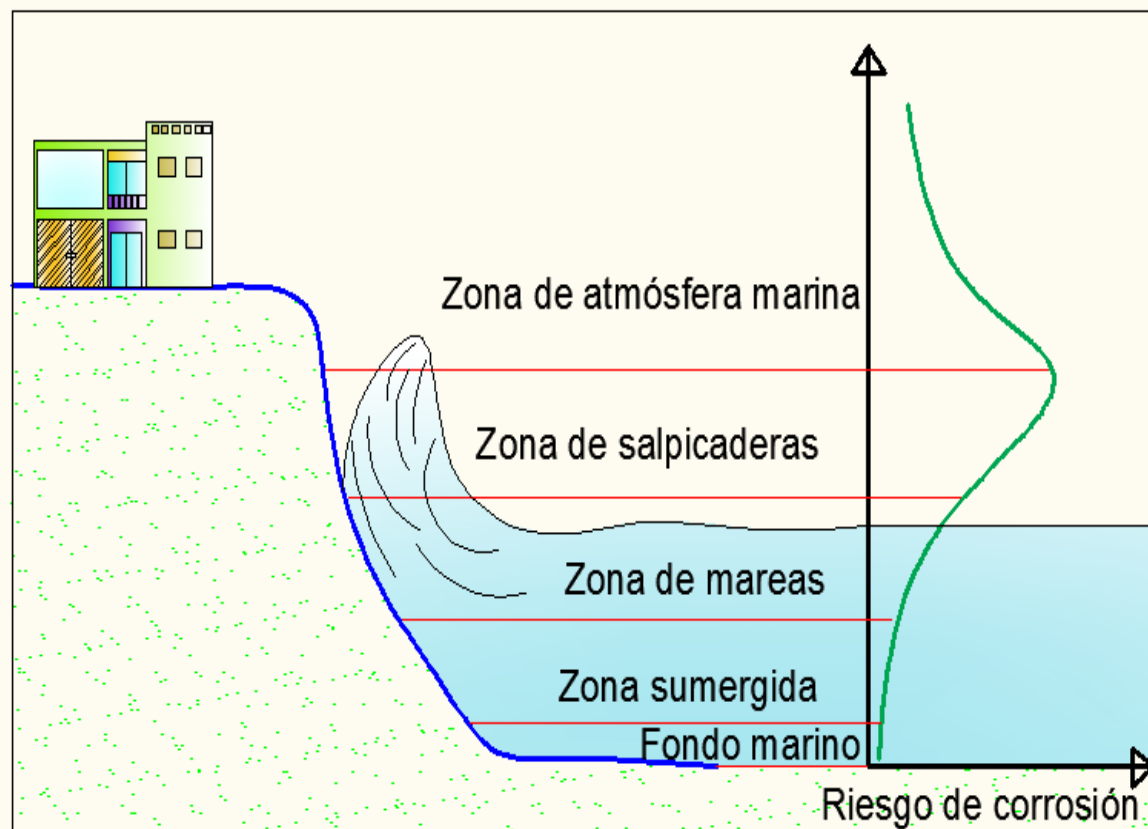


Figura 15. Zonas de mayor riesgo de corrosión [18].

Un ejemplo de esto es el muelle del puerto Progreso, en Yucatán, México de acuerdo a la Imagen 11; el cual fue construido entre 1937 y 1941 usando acero inoxidable en las partes con mayor riesgo y en el resto de las armaduras acero al carbono [18].





Imagen 11. Puerto Progreso, Yucatán, México.

Así pues el precio del acero inoxidable en comparación del acero al carbono es elevado, de 5 a 10 veces más, lo cual incrementa el costo inicial de las obras de un 5 a un 15% del total, sin embargo en medios agresivos y a largo plazo puede ser una alternativa más económica que la protección catódica [18].

En México muy pocas estructuras contienen acero inoxidable debido a su costo, sin embargo en Europa (Alemania, Dinamarca, Finlandia, etc) es muy común el empleo de aceros inoxidables, ya que estos países apuestan por tener estructuras durables, seguras y de poco mantenimiento, lo cual garantiza que no aparezca el fenómeno de la corrosión en varios años [18].

IV. 2. Protección indirecta a través del concreto.

Son técnicas que modifican la química del concreto endurecido o que crean barreras físicas que hacen más difícil la penetración de los agentes agresivos al interior del recubrimiento para evitar la corrosión del acero estructural.

IV. 2.1. Morteros de aplicación.

Son materiales constituidos por una mezcla de agregado fino seleccionado y un aglomerante cementante que puede ser de base cemento Portland o resinas (acrílicos, epóxicos, poliuretanos u otro polímero orgánico); a los cuales se les puede adicionar algún aditivo para mejorar sus características como: microsilica, ceniza volante, fibra sintética, escoria de alto horno, etc., como se muestra en la Figura 16.





Así pues los materiales basados en resinas se recomiendan usar cuando las secciones a reparar son delgadas, mientras que para reparaciones de gran volumen es preferible utilizar materiales en base a cemento Portland. Sin embargo, esto no es tan simple, ya que primero se debe evaluar la gravedad del daño y después elegir el material más adecuado para reparar, sin embargo para reparar la estructura se debe de tener mucho cuidado para retirar solo el concreto contaminado, ya que si no se hace esto de manera correcta podríamos dañar la estructura, es decir, si existe concreto contaminado con iones cloruro se podría agravar el problema al crear celdas de corrosión diferencial. Esto es, si se utiliza material polimérico aislante se crearía una celda diferencial de oxígeno, donde el acero por debajo de la reparación, actuaría como ánodo, ya que es la zona donde no llegaría oxígeno. Si se repara con morteros cementicios, se restablecería la película pasiva en el acero debajo de la reparación, el cual actuaría como cátodo, siendo entonces el acero que esta alrededor de la reparación el que actúe como ánodo (activo), acelerándose su corrosión por la formación de una celda galvánica. Por lo tanto en cualquier caso se debe remover todo el concreto contaminado antes de reparar [15].

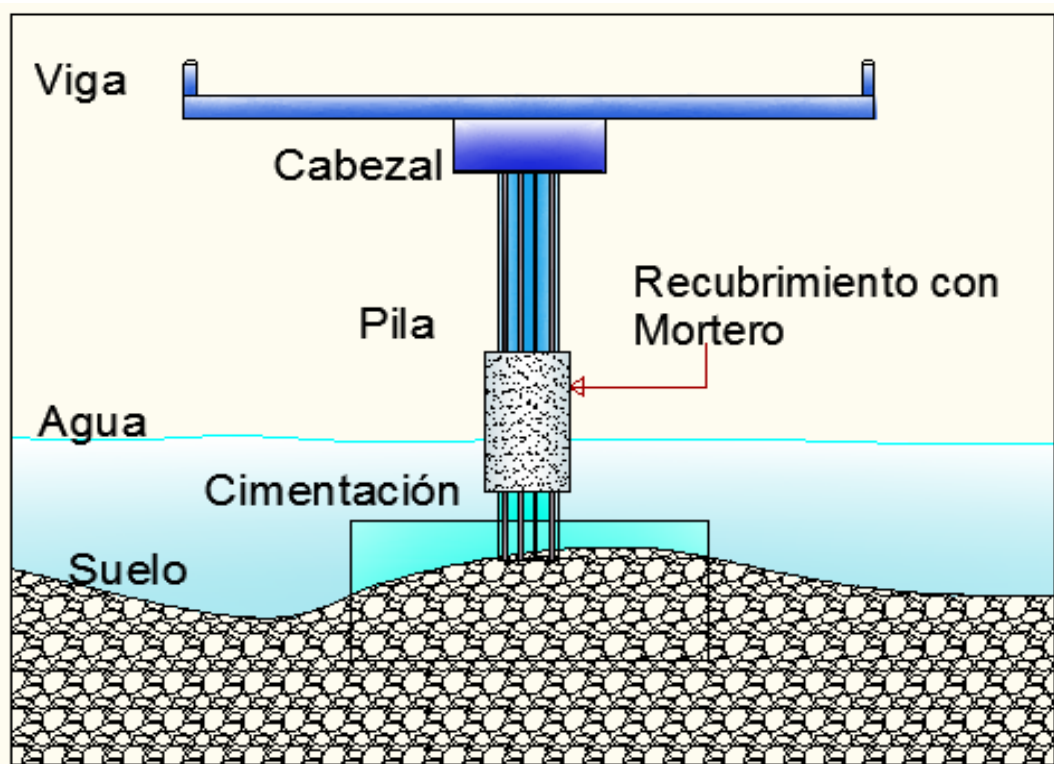


Figura 16. Recubrimiento del concreto estructural con mortero.





IV. 2.2. Revestimientos.

Estos, al igual que los anteriores, son aplicados sobre el concreto y actúan principalmente como barrera física en la superficie del concreto [15]. Entre ellos se pueden incluir:

- **Revestimientos Hidrófugos:** Son materiales a base de silicona que no solo repelen la humedad y resisten el desgaste, sino que permiten al sustrato de concreto respirar naturalmente. Estos se aplican directamente sobre la superficie del concreto impregnándose en ella.
- **Membranas Orgánicas Prefabricadas:** Son usadas para colocarse sobre la superficie de concreto de manera temporal o permanente.
- **Polímeros Impregnados sobre el Concreto:** Son aplicados como una mezcla reaccionante (monómero + catalizador) sobre una superficie de concreto previamente deshidratada, la cual penetran considerablemente (aproximadamente 1 a 3 cm), polimerizando y sellando los poros.
- **Otros Revestimientos:** Son aplicados sobre el concreto en forma líquida, formando una película protectora. Han sido eficaces para retardar y/o evitar la carbonatación del concreto y a la vez son los responsables de presentar una buena apariencia física del concreto. Se utilizan distintos tipos, siendo los más efectivos los barnices para concreto arquitectónico, como los acrílicos y poliuretanos alifáticos. Para protección con pinturas convencionales, está extendido el uso de vinílicos, epóxicos y poliuretanos, entre otros.

IV. 2.3. Extracción de los iones cloruro del concreto.

Esta es una técnica electroquímica que se implementó desde finales del siglo pasado, donde se aplica un concepto similar al de protección catódica por corriente impresa. Se basa en aprovechar la carga negativa del ion cloruro para ser atraído por un ánodo colocado externo a la superficie de la estructura tratada. En la protección catódica propiamente este efecto se lograría también, pero a largo plazo. La remoción de la mayor parte del cloruro libre y la producción de OH⁻ permite reestablecer la pasivación de la armadura [15].





IV. 2.4. Realcalinización.

Como el anterior, este es un proceso que todavía se encuentra en desarrollo. Es un tratamiento temporal que incrementa el pH de la solución acuosa en los poros del concreto, debido a la penetración de un electrolito alcalino desde la superficie exterior. Este proceso repasiva la armadura debido a las reacciones electroquímicas que ocurrirán en su superficie, es decir, esta técnica mejora las propiedades de la capa carbonatada.

La técnica involucra el paso de una corriente, a través del hormigón, hacia la armadura, por medio de un ánodo colocado externamente sobre la superficie de concreto. Al igual que en la protección catódica se utiliza una fuente de energía de corriente continua, lográndose realcalinizar el concreto mediante varios mecanismos, siendo los más importantes: la electrolisis en los electrodos (alrededor de la armadura cátodo), se generan iones OH⁻ (por electrólisis del agua y reducción del O₂ difundiendo en el hormigón) y electroósmosis, movimiento del electrolito en el concreto hacia el cátodo. Los hidróxidos de sodio y de calcio son generalmente utilizados como electrolitos cubriendo el hormigón y, al penetrar en los poros del mismo, prevendrían futuros decrecimientos del pH, atrapando el CO₂ que pudiese ingresar desde el exterior [15].

IV. 2.5. Inhibidores de corrosión.

Son sustancias que se agregan a la concreto para proteger la armadura contra el ataque corrosivo, es decir, disminuir su velocidad de corrosión. Este método podría ser la mejor solución en aquellos casos donde el concreto se prepara con aguas salobres o marinas, o con arena de alto contenido en cloruros (prácticas no recomendadas). También, en aquellos casos donde se ejecutan construcciones y/o reparaciones en zonas de salpique en ambientes marinos [15, 18].

Uno de los primeros inhibidores de corrosión utilizados en campo ha sido el nitrito de calcio, pero su efectividad depende de la concentración de iones cloruro en el concreto y de la calidad del mismo. Este inhibidor ha sido utilizado como un aditivo del concreto y más recientemente por impregnación en concreto endurecido; sin embargo es potencialmente cancerígeno. A nivel laboratorio se han estudiado otros inhibidores como el ZnO con resultados satisfactorios, sin embargo su evaluación en campo es muy reciente [15, 18].





V. ESTUDIO DEL PUENTE EL TEOLÁN

Este puente es muy importante para el desarrollo turístico y económico de la costa Michoacana, pero debido a las condiciones medioambientales agresivas presentes, ahora se encuentra en clasificación 3 (según SIPUMEX), lo cual indica que existe grave daño y que se debe reparar lo más pronto posible, ya que de no hacerlo el deterioro podría avanzar hasta terminar con la vida de la estructura. La vida útil de una estructura de concreto hidráulico armado en ambiente marino, debe contabilizar el periodo de iniciación (tiempo que tardan los agentes agresivos en alcanzar el nivel de las armaduras y despasivarlas) y el periodo de propagación (tiempo que tardan en producirse la fisuración del recubrimiento) de la corrosión [15].

V.1. Localización.

El puente El Teolán se localiza en la carretera federal 200 libres de peaje, que va de Playa Azul a Manzanillo [2], sobre la costa del estado de Michoacán como se muestra en la Imagen 12.



Imagen 12. Carretera Playa azul- Manzanillo [23].

El Teolán se encuentra cerca del municipio de Caleta de Campos, a aproximadamente a 4 minutos, ubicado en el kilómetro 47+900 como se muestra en la Imagen 13.



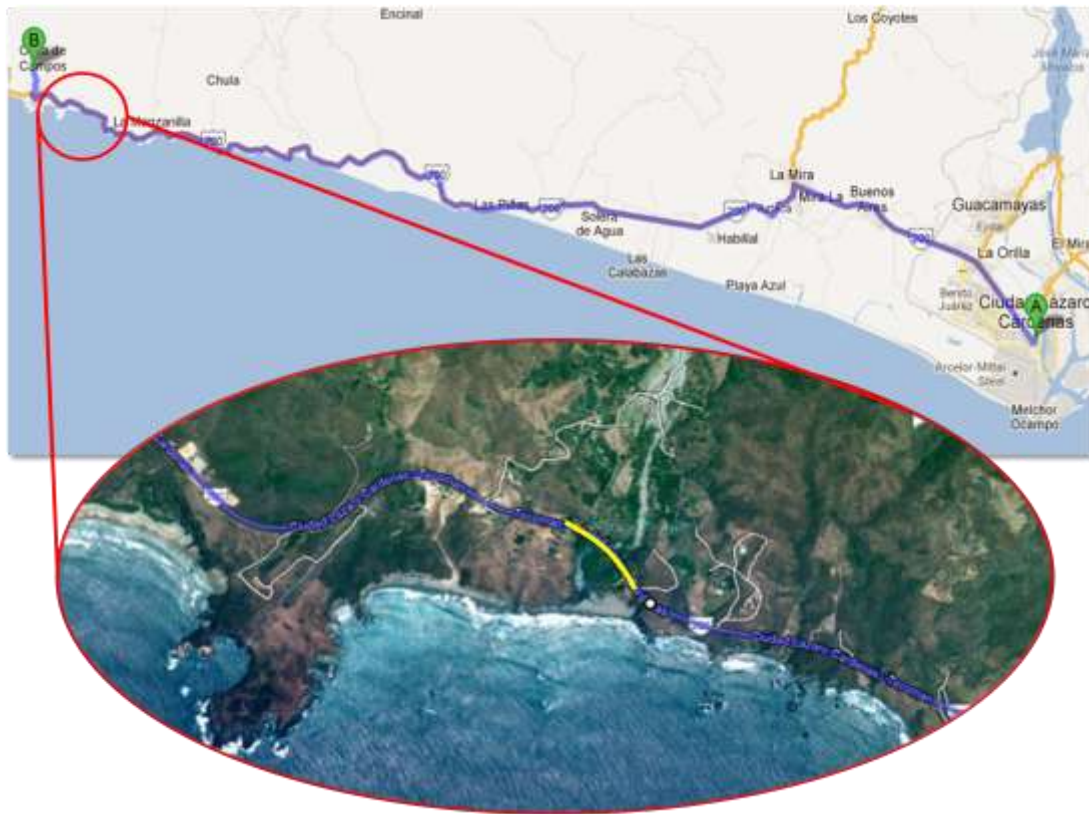


Imagen 13. Ubicación del puente El Teolán [23].

Como se observa este puente se encuentra muy cerca del mar, a menos de 200 metros del lecho marino, sin embargo según los pobladores se ha dado el caso en época de lluvias, que el agua dulce del río Teolán se une con el agua de mar, a tal grado que incrementa su nivel hasta la base del puente.

V.2. Inspección preliminar.

Para poder realizar esta inspección es necesario el conocimiento de las diferentes manifestaciones apreciables a simple vista, con un criterio que origine resultados relevantes. Los procedimientos relacionados con la inspección de una estructura de concreto armado desde el punto de vista de corrosión pueden implicar una labor bastante sencilla en algunos casos o, por el contrario, una muy difícil y ardua en otros, esto según la complejidad de los problemas, de la magnitud de la estructura y de la naturaleza de la misma; por tal motivo fue necesaria la colaboración de personal de la SCT y del IMT en el presente análisis [15].

Esta inspección permite tener una idea general del estado físico de la estructura y de los problemas que la rodean (complejidad del problema y riesgos involucrados) lo cual depende de la experiencia del evaluador, para poder clasificarla como libre de daño o dar





pie a una inspección detallada si ésta lo amerita, para tener una mayor certeza del estado actual de los materiales que conforman la estructura.

Para este análisis se tomaron en cuenta los antecedentes más relevantes de la estructura, el medio físico en el cual se encuentra y un correcto examen visual, para lo cual se tomaron fotos que identifican y muestran el grado de daño de la estructura.

V.2.1. Antecedentes de la estructura.

En esta parte del estudio se recaba la información constructiva y constitutiva del puente, así como las reparaciones realizadas. Para esto se muestra en la Tabla 12 la información más relevante de esta estructura.

Tabla 12. Características estructurales del puente El Teolán [2].

Características	
Nombre	El Teolán
Año de construcción	1975
Clave	15-015-00.0-0-23.0
Carretera	Playa Azul- Manzanillo
Ruta	Carretera 200
Ubicación	47+900
Longitud	166
Ancho	11 m
Numero de claros	5
Columnas	4 pilas circulares
Estribos	2 de concreto
Forma del puente	Cueva horizontal
Tipo de superestructura	Trabe cajón hueca continua de concreto
Tipo de carga	HS-20
TPDA de diseño	1220
F'c proyecto	250 kg/cm ²
Agregados	Del lugar (redondeados)
Agua	Del lugar (rio)
Diagnósticos	Clasificado # 3
Reparaciones	Superficiales

V.2.2. Características del medio.

Dependiendo de las características medioambientales presentes y de la calidad de la estructura, ésta se verá afectada o no por los agentes fisicoquímicos. Las características obtenidas del Puente El Teolán se presentan en la Tabla 13.





Tabla 13. Características físico-químicas de la estructura [2,24].

Características del medio	
Atmosfera	Marina
Zona	Costera
Agua	Salada/ Dulce
Suelo	Natural
Temperatura	15° a 39°
Humedad relativa	>50%
Nivel freático	Superficial

V.2.3. Examen visual general de la estructura.

Este proceso permite determinar si el problema se presenta por igual en todos los elementos de las mismas características, o si existen diferencias por causas locales (puntuales) que lo originan. Para ello, se realizó una inspección visual general de las afectaciones de cada elemento del puente, con la finalidad de detectar de manera precisa y localizada: manchas de óxido, manchas de humedad, fisuras o grietas, desprendimiento del recubrimiento de concreto (con/sin exposición de acero de refuerzo) y reparaciones, así como cualquier otra señal particular que pudiera constituir un indicativo de algún agente externo que provocara daño a la estructura[15]; identificando los tipos de daños de acuerdo a las leyendas de la Figura 17.



Figura 17. Leyendas utilizadas para identificar los daños.

Este registro de afectaciones se elaboró en campo, a la par de un levantamiento fotográfico que identifica cada zona del puente en estudio, como se muestra en las Imágenes 14,15 y 16.





Imagen 14. Presencia de humedad, lixiviación, grietas y manchas de óxidos.



Imagen 15. Presencia de humedad, lixiviación, grietas y desprendimientos de concreto.



Imagen 16. Presencia de lixiviación, desprendimientos y acero expuesto.

Cabe señalar que mediante la inspección preliminar realizada, fue posible dictaminar las causas que afectan al puente u origen del problema, con lo cual se pudo elaborar el pre-diagnóstico de la estructura y así determinar la urgencia de intervención o reparación. Además en esta inspección, también se realizaron algunas mediciones de grietas y manchas de humedad con la finalidad de representar con mayor detalle el levantamiento de los daños generales de la estructura y que a su vez complementarían la información obtenida en campo, para dar paso a una inspección detallada [15].





Así pues en la Figura 18 se muestra la forma física vista en planta del puente y en la Figura 19 se muestra un corte general del puente, esto con la finalidad de comprender la distribución de las afectaciones y las pruebas realizadas.

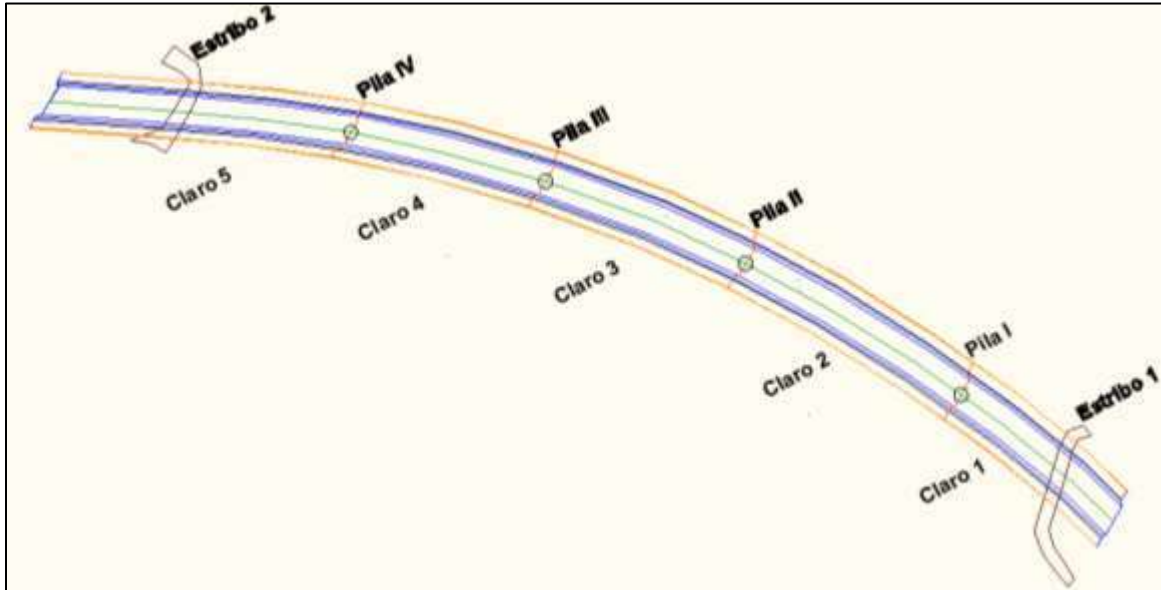


Figura 18. Forma física en planta del puente El Teolán.

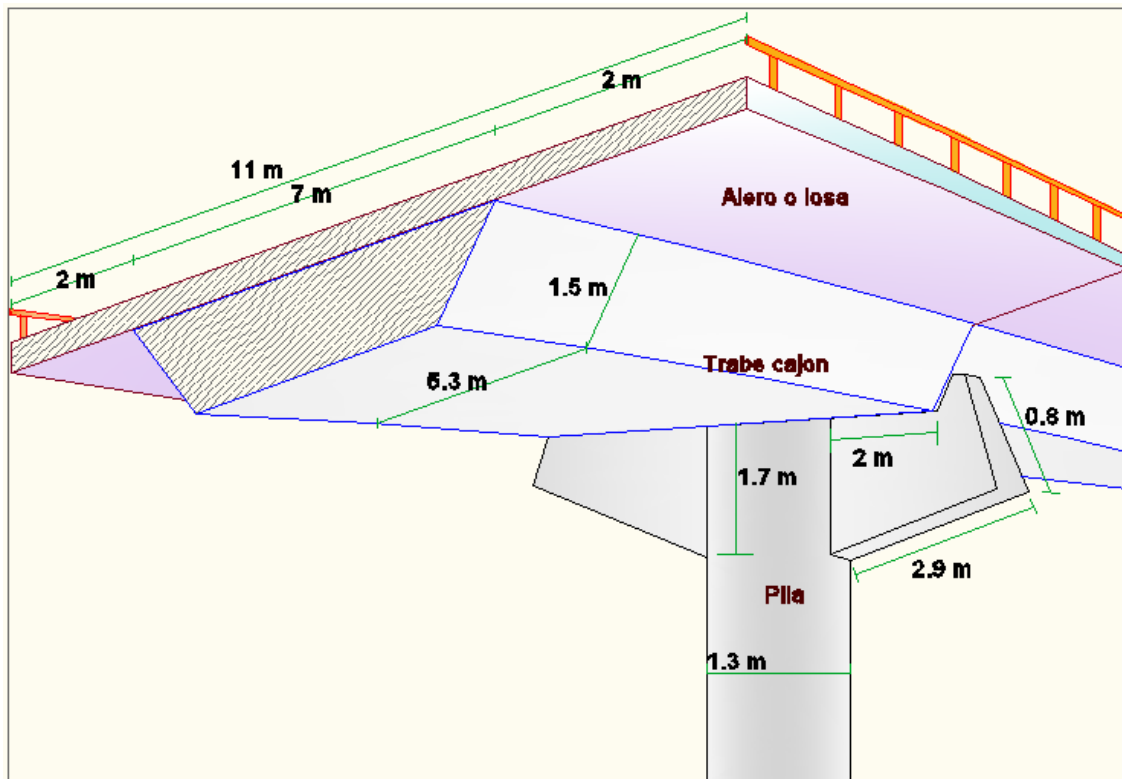


Figura 19. Corte general de la estructura del puente El Teolán.



V.3. Inspección detallada.

Este análisis se realizó después de haber hecho una inspección preliminar a la estructura del puente El Teolán, debido a la necesidad de realizar una evaluación más completa de la problemática presentada y para lo cual fue necesario contar con un plan de trabajo.

V.3.1. Plan de trabajo.

La elaboración del plan de trabajo requirió de la evaluación de la información básica obtenida previamente (Ficha de Antecedentes y Examen Visual General que llevaron al prediagnóstico), esto con la finalidad de elegir el tipo de análisis y los equipos que se necesitarían para realizarlos. Así mismo se determinó la cantidad necesaria de cada muestreo y las zonas más adecuadas para realizar el estudio, con la finalidad de realizar el análisis de manera práctica y segura. Para identificar las zonas de muestreo se hace uso de la simbología presente en la Figura 20.

Cuadro de simbología

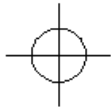

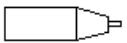
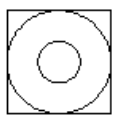
<p>Extracción de núcleo de concreto</p> 	<p>Profundidad de carbonatación</p> 
<p>Esclerometría</p> 	<p>Velocidad de corrosión, potenciales y resistencia eléctrica</p> 

Figura 20. Leyendas utilizadas para identificar los análisis realizados al puente.

A continuación se muestran de manera detallada las zonas en las cuales se realizaron los análisis de campo. En la Figura 21 se muestra la localización de los análisis realizados en el Estribo 1. En la Figura 22 se muestra la localización de los análisis realizados a la Pila I. En la Figura 23 se muestra la localización de los análisis realizados a la Pila II. En la Figura 24 se muestra la localización de los análisis realizados a la Pila III. En la Figura 25 se muestra la localización de los análisis realizados a la Pila IV. En la Figura 26 se muestra la localización de los análisis realizados en el Estribo 2.



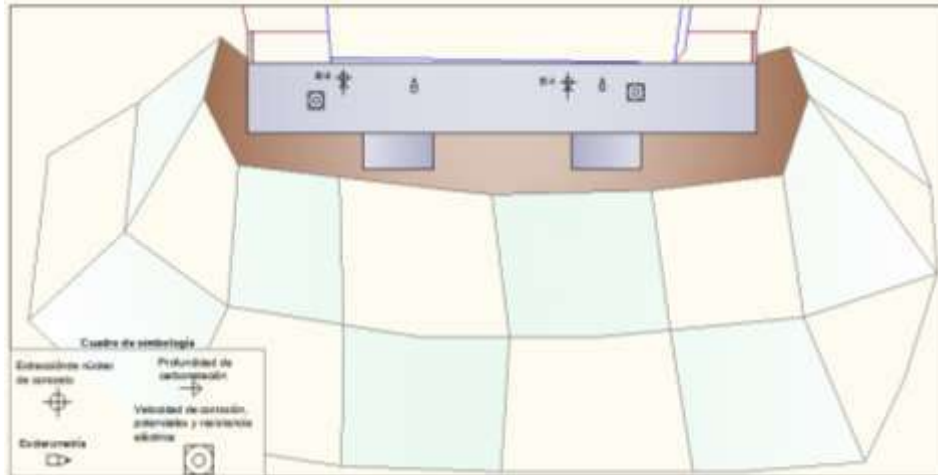


Figura 21. Localización de los análisis realizados al Estribo 1.

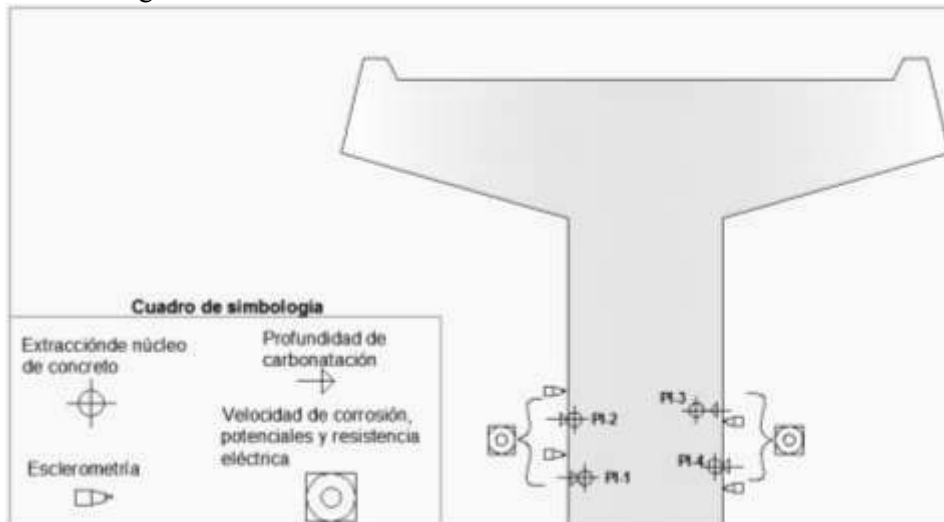


Figura 22. Localización de los análisis realizados a la Pila I, de 0.30m a 1.50m.

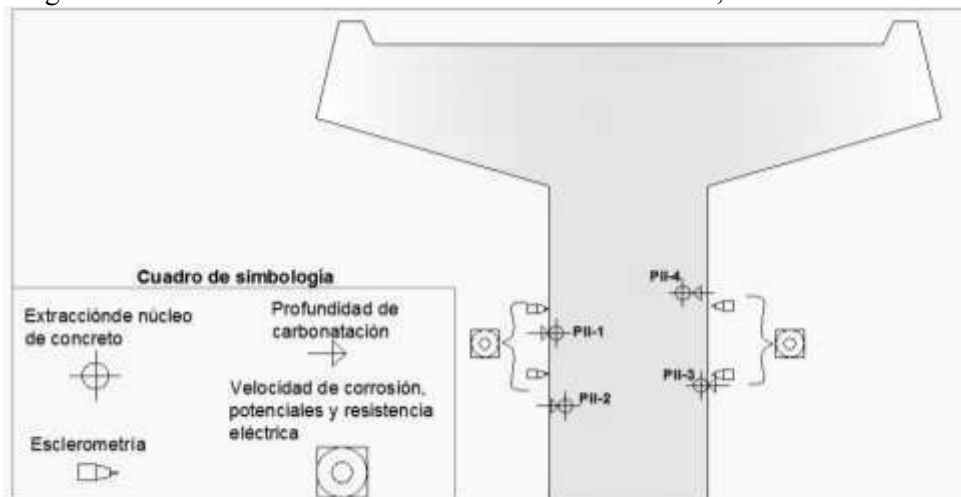


Figura 23. Localización de los análisis realizados a la Pila II, de 0.50m a 2m.



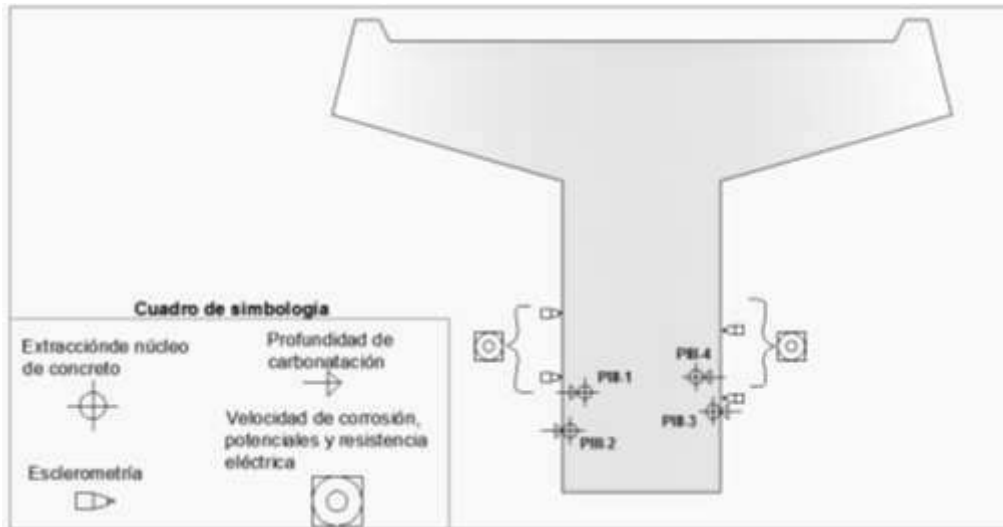


Figura 24. Localización de los análisis realizados a la Pila III, de 0.30m a 2m.

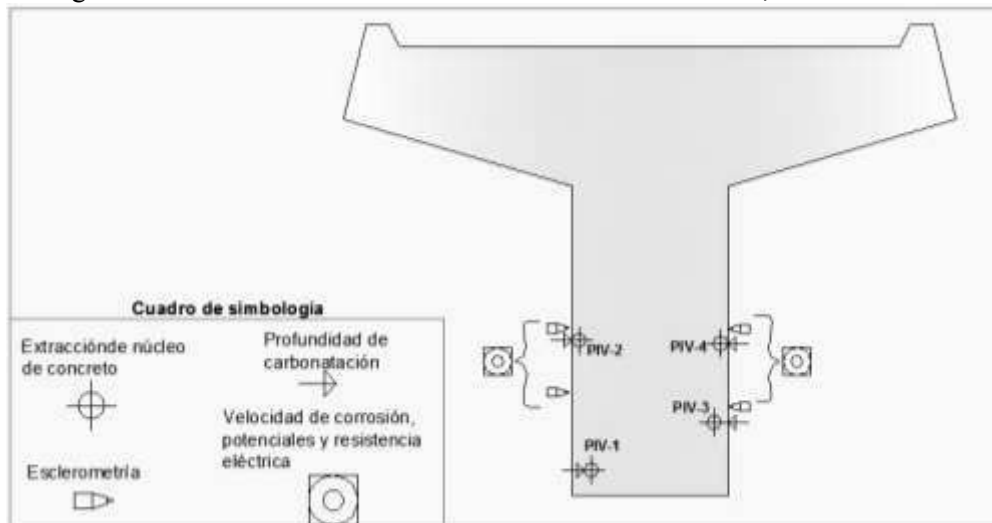


Figura 25. Localización de los análisis realizados a la Pila IV, de 0.20m a 2m.

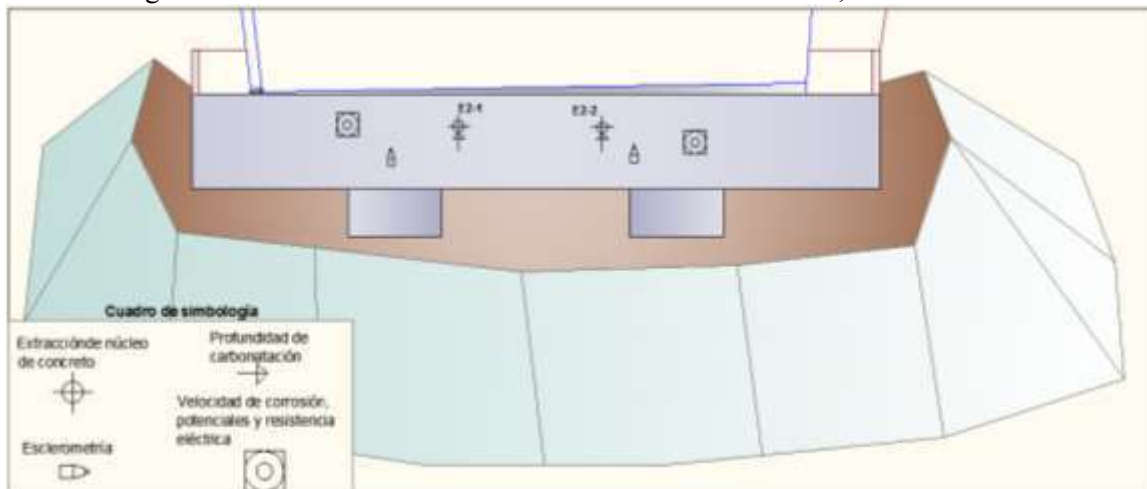


Figura 26. Localización de los análisis realizados en el Estribo 2.





Así mismo a los núcleos extraídos se les realizarían pruebas de laboratorio como se describe en la Tabla 14, las cuales dependen de la cantidad y tamaño de los especímenes. Además a los núcleos extraídos se les asigno una nomenclatura básica para identificar la zona de la cual se extrajeron, ya que cuando se realizó la extracción existían especímenes que no salían completos o se daba el caso de que se encontraba acero, por lo que se realizaba otra extracción cercana y para identificarlas se les asigno la letra “A” a la primera extracción y la letra “B” a la segunda extracción de la misma zona.

Tabla 14. Pruebas a realizar de cada extracción.

Pruebas a núcleos de concreto extraído						
Elemento	Porosidad	Carbonatación	% Cloruros	Resistividad eléctrica	Velocidad de pulso ultrasónico	Compresión simple
Estribo 1						
E1-1A						
E1-1B						
E1-2A						
E1-2B						
Pila I						
PI-1						
PI-2						
PI-3						
PI-4						
Pila II						
PII-1						
PII-2						
PII-3						
PII-4						
Pila III						
PIII-1						
PIII-2						
PIII-3						
PIII-4						
Pila IV						
PIV-1A						





PIV-1B						
PIV-2						
PIV-3						
PIV-4						
Estribo 2						
E2-1A						
E2-1B						
E2-2						

Prueba realizada

Con lo cual se tienen 6 pruebas de porosidad, 10 pruebas de carbonatación, 10 pruebas de %Cloruros y 12 pruebas de resistividad eléctrica, velocidad de pulso ultrasónico y compresión simple.

V.3.2. Metodología de trabajo.

Primero se realizó un examen visual a detalle de toda la estructura registrando las dimensiones de todas las afectaciones encontradas como fisuras, grietas, manchas de humedad y corrosión, acero expuesto y desprendimientos [15] (Imagen 17), para lo cual se utilizó un flexómetro y las hojas de registro.

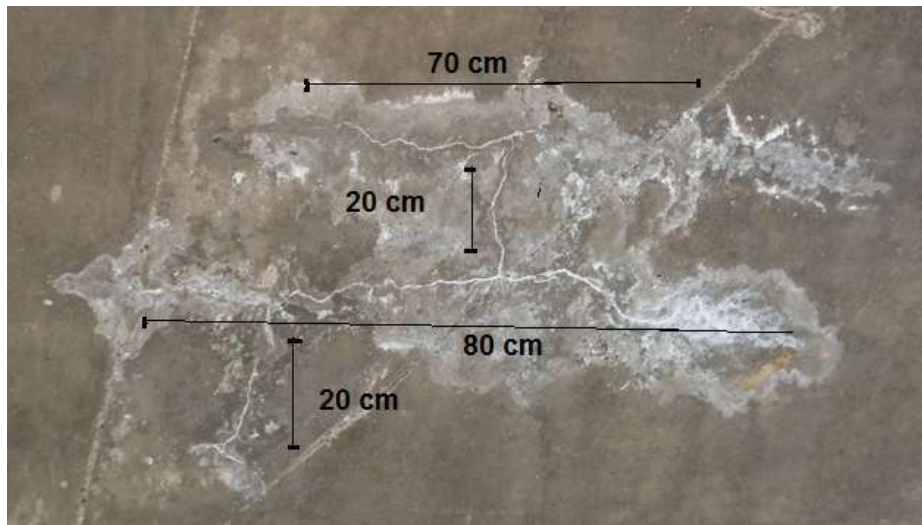


Imagen 17. Medición de fisuras y manchas de lixiviación.

Se realizó un levantamiento topográfico de la estructura y del medio físico (Imagen 18), mediante una estación total marca trimble 5000, con la finalidad de poder visualizar el puente y representar todos los daños presentes en el.





Imagen 18. Levantamiento topográfico.

Se determinó la profundidad y localización del acero mediante el pacómetro [15] (Imagen 19), lo cual además facilitó la realización de los análisis electroquímicos y la extracción de muestras cilíndricas de concreto sin provocar daños estructurales.



Imagen 19. Localización del acero estructural.



Se realizaron mediciones de velocidad de corrosión, resistencia eléctrica y potenciales de corrosión mediante el aparato Gecor [15] como se muestra en la Imagen 20.



Imagen 20. Análisis mediante Gecor.

Se realizaron análisis mediante el esclerómetro (Martillo Schmidt) [25,26] sobre la superficie de la estructura en columnas, traveses y estribos como se muestra en la Imagen 21. Con lo cual se determinó la homogeneidad del concreto.



Imagen 21. Análisis mediante Martillo Schmidt.



Se realizó la extracción de 24 núcleos de concreto endurecido [15,16,27], con una broca punta de diamante de 7.6cm (3”) de diámetro como se muestra en la Imagen 22.



Imagen 22. Extracción de concreto endurecido.

Una vez extraído el espécimen, se procedió a resanar el hueco resultante con mortero expansivo marca Sika Grout [15] de acuerdo a la Imagen 23.



Imagen 23. Reparación del hueco producto de la extracción.

Las muestras de concreto extraídas se colocaron en bolsas y se llevaron al laboratorio (Imagen 24) donde se cortaron a una relación de 2 a 1 (14 cm de altura) para pruebas eléctricas y mecánica; para pruebas químicas a cada 1 cm de profundidad (hasta 5 cm) y de 5 cm para determinar la porosidad del concreto [15], como se muestra en la Imagen 25.





Imagen 24. Total de muestras de concreto extraídas.



Imagen 25. Corte de las muestras extraídas.

En total se cortaron 6 rodajas de 5 cm de espesor, 1 rodaja de cada pila (4 rodajas de las 4 pilas) y cada estribo (2 rodajas de los 2 estribos), con la finalidad de evaluar la porosidad del concreto en cada elemento [15], de acuerdo a la Imagen 26.



Imagen 26. Rodajas de 5 cm para prueba de porosidad.





Mientras que al “sobrante exterior” de cada muestra se les realizó análisis químico, el cual consistió en 2 pruebas: profundidad de carbonatación [28] y porcentaje de cloruros a cada centímetro de profundidad [15,29].

Para determinar la profundidad de carbonatación, a los 10 especímenes sobrantes exteriores (2 de cada pila frente al mar y frente a tierra y 1 de cada estribo) se les aplicó carga longitudinal hasta la falla, con la finalidad de tener 2 secciones internas para rociar fenolftaleína como indicador acido-base sobre ellas y así determinar la profundidad de carbonatación de cada pila y estribo [28], como se muestra en la Imagen 27.



Imagen 27. Profundidad de carbonatación mediante análisis químico.

Para determinar el porcentaje de cloruros a los 10 especímenes sobrantes exteriores, en el concreto se cortaron 5 rodajas de cada espécimen extraído, a cada 1cm de profundidad del exterior al interior. De acuerdo a la Imagen 28.



Imagen 28. Rodajas a cada 1cm de profundidad para prueba de % de cloruros.





Los análisis eléctricos se efectuaron a cada una de las 12 muestra de relación 2 a 1, se les determinó la resistividad eléctrica, para evaluar el riesgo de corrosión, empleando el resistómetro marca NILSSON (Soil Resistance Meter) modelo C0181/GZ, como se muestra en la Imagen 29 [30].



Imagen 29. Prueba de resistividad eléctrica.

Así mismo se les determinó la velocidad de pulso ultrasónico con el quipo “UPV” E49 marca CONTROLS, de acuerdo a la Imagen 30, con la finalidad de evaluar la calidad del concreto endurecido [31].



Imagen 30. Prueba de velocidad de pulso ultrasónico.

Hecho lo anterior, se dejaron secar los especímenes para pesarlos y medirlos. Después los 12 especímenes se cabecearon con azufre como se muestra en la Imagen 31, con la finalidad de lograr una superficie plana y así realizar la prueba de compresión simple con la Máquina Universal Forney, de acuerdo a la Imagen 32, para evaluar la resistencia real del concreto [32].



Imagen 31. Cabeceado de especímenes cilíndricos relación 2 a 1.



Imagen 32. Prueba de compresión simple.

V.4. Descripción de los trabajos y pruebas realizadas.

En esta parte se presenta la descripción a detalle de cada uno de los trabajos y pruebas realizadas durante toda esta investigación, es decir, se habla de todas las acciones efectuadas en campo y realizadas en el laboratorio.

V.4.1. Descripción de los trabajos y pruebas realizadas en campo.

Las pruebas de campo se efectuaron mediante varias visitas al puente mencionado, con la finalidad de tener la mayor y mejor información posible; sin embargo para lograr un buen trabajo fue necesario entender el objetivo de cada prueba, y así poder determinar que material o equipos se iban a usar, esto de acuerdo al procedimiento marcado por la literatura y normativa vigente.

V.4.1.1. Determinación de características físicas.

Objetivo. Localizar y registrar la cantidad de grietas, manchas (humedad, óxidos, lixiviados) y desprendimientos de concreto. Así como el acero expuesto en la estructura.



Material y equipo.

- Cámara fotográfica
- Flexómetro o vernier
- Escalera de aluminio
- Lapicero y hojas

Procedimiento. En la inspección preliminar se realizó un levantamiento fotográfico, en el cual se tomaron fotos de las afectaciones mayores. Después en la inspección detallada se tomaron fotos de todos los detalles que presentaban un riesgo para la estructura (grietas, manchas, desprendimientos, etc.) de la estructura, esta información se recabó en sentido del cadenamiento de la vía y así mismo se registraron las medidas de ancho y longitud de grietas, longitud del acero expuesto, área de manchas (de humedad, óxidos y lixiviación) y área de desprendimientos del recubrimiento del concreto [15].

V.4.1.2. Levantamiento topográfico.

Objetivo. Representar físicamente la estructura analizada, con la finalidad de visualizar las afectaciones e identificar las zonas de análisis.

Material y equipo.

- Estación total trimble 5000 (Imagen 33)
- Aditamentos (prismas, tripié, pilas, etc.)
- Flexómetro
- Clavos
- Varillas (estacas)
- Aerosol
- Marro

Procedimiento. Primeramente se tienen que seleccionar los cambios de estación que se realizaron, esto mediante las varillas. Hecho lo anterior, se hizo estación en un punto conocido y se visó a 2 puntos más de referencia; se centró y niveló la estación, y se recabó la información mediante el uso de los prismas, de cada objeto o punto que se quería radiar (guardar en la estación). Esto se hizo con todos los puntos que se observaron desde la estación, en casos donde no se alcanzaron a visar puntos importantes, se realizó cambio de estación para virarlos y guardarlos.





Imagen 33. Estación total trimble 5000, utilizada.

V.4.1.3. Localización del acero.

Objetivo. Localizar de manera aproximada la profundidad y la posición de la barra de acero estructural, en elementos de concreto armado. Esto como prueba no destructiva.

Material y equipo.

- Equipo Pachómetro o Pacómetro (Imagen 34)
- Trapo o lienzo
- Regla
- Marcador de aceite
- Crayolas de colores
- Pulidora
- Lapicero y hojas

Procedimiento. Antes de usar el equipo se debe de verificar si la carga de la batería es adecuada, ya que si la carga es mínima o no existe carga, el equipo no podrá realizar las mediciones solicitadas. Se debe de limpiar la superficie del concreto mediante un lienzo seco y de ser necesario utilizar la pulidora. Hecho esto se enciende el equipo y se procede a localizar la armadura, realizando un barrido lento con el sensor del pacómetro en sentido horizontal y luego en sentido vertical sobre la estructura de concreto, hasta que detecte las barras de acero. Se marcan con crayolas las posibles barras encontradas y por último se verifican las mediciones. Después se remarcan con marcador de aceite los resultados encontrados y se genera una cuadrícula del armado del acero presente en el concreto [15].





Imagen 34. Pacómetros utilizados en el estudio.

V.4.1.4. Resistencia, potenciales y velocidad de corrosión.

Objetivo. Determinar la resistencia eléctrica del concreto, además del potencial y velocidad de corrosión del acero de refuerzo, en elementos de concreto armado. Esto como prueba no destructiva.

Material y equipo.

- Equipo Gecor 8 (Imagen 35)
- Cables y conectores de cobre
- Trapo o lienzo blanco
- Crayolas de colores
- Botes con agua
- Sartén
- Sartén
- Flexómetro
- Lapicero y hojas

Procedimiento. Se llenan los botes con agua potable y se moja durante 2 a 4 hrs la superficie de concreto que se quieren analizar (para lograr el confinamiento de los electrodos). Se conecta el equipo a la estructura del acero descubierto y limpio. Se limpia la superficie del concreto y se traza una cuadrícula con crayolas. Se enciende el equipo y se introducen algunos parámetros solicitados (tipo de estructura, nombre, área del acero, etc). Se coloca el sensor con un lienzo blanco húmedo sobre la estructura del concreto, con la finalidad de tener mejor precisión en la toma de resultados. Se espera un momento hasta que el equipo determine los resultados y estos se anotan en el espécimen y en hojas blancas [15].





Imagen 35. Gecor 6 utilizado en el estudio.

V.4.1.5. Homogeneidad del concreto.

Objetivo. Poder determinar la homogeneidad del concreto endurecido, mediante el Martillo de Schmidt (Esclerómetro), esto como prueba no destructiva.

El esclerómetro es un cilindro de unos 6cm de diámetro, con un vástago retráctil de 1.5 cm de espesor, en uno de sus extremos y una pantalla digital en su superficie lateral. Cabe destacar que hay muchos tipos y modelos de esclerómetros, mas sin embargo todos buscan determinar la homogeneidad del concreto endurecido.

Material y equipo.

- Esclerómetro (Imagen 36)
- Pulidora
- Trapo o lienzo
- Regla
- Crayolas de colores
- Lapicero y hojas

Procedimiento. Se pule o limpia la superficie a probar, esto para lograr un buen contacto al aplicar el golpe mediante el vástago del esclerómetro. Echo lo anterior se programa el Martillo de Schmidt, es decir, se insertan datos en el, como lo son: el ángulo, la temperatura, tipo de elemento, factor de ajuste (edad del concreto), entre otros. Después se coloca el vástago sobre la superficie y se le aplica la carga hasta su rebote, esto se hace 9 veces para determinar un promedio de las mismas, por último se registra la resistencia promedio, marcada en este equipo [25,26].





Imagen 36. Esclerómetro utilizado en el estudio.

V.4.1.6. Extracción de cilindros de concreto endurecido.

Objetivo. Obtener muestras representativas cilíndricas de concreto de estructuras existentes, que ayuden a determinar las características mecánicas de un concreto endurecido, mediante la extractora marca KOR- IT, esto como prueba destructiva.

El número de extracciones de concreto dependen de las condiciones de accesibilidad, de la importancia de la estructura y de la autorización del dueño. Las dimensiones de los ensayos dependen del tamaño máximo de los agregados pétreos que conforman el concreto y del tipo de análisis que se vaya a realizar.

Material y equipo.

- Extractora de núcleos (Imagen 37)
- Bomba de vacío
- Botes con agua
- Manguera
- Flexómetro
- Marcadores de aceite
- Trapo o lienzo
- Desarmadores
- Mazo de goma
- Bolsas de plástico
- Caja para el transporte
- Lapicero y hojas

Procedimiento. Una vez detectado el acero. Se coloca la maquina en la zona de extracción, se llena un bote con agua potable y se coloca a un nivel superior de la





extracción, para así conectar la manguera a la maquina y que el flujo sea por gravedad. Se conectan los equipos a la planta generadora de electricidad, se enciende primero la bomba de vacío para adherir la extractora a la superficie de concreto y después se enciende la extractora. Se comienza a perforar lentamente el concreto mediante la broca de la extractora, hasta que la longitud del espécimen sea la deseada. Una vez hecho lo anterior se libera la broca y se apagan los equipos. Después se extraen los núcleos con ayuda de dos desarmadores y un mazo de goma. Se secan superficialmente con un lienzo, se etiquetan con un marcador de aceite y se guardan en bolsas de plástico. Se etiquetan las bolsas y se colocan en una caja acolchonada para el transporte. Por último se rellena el hueco con mortero Sika Grout. [15, 27]



Imagen 37. Extractora de núcleos utilizada en el estudio.

V.4.1.7. Reparación del concreto afectado debido a la extracción.

Objetivo: Resanar el hueco generado debido a la extracción de los núcleos de concreto endurecido.

Esto se hace con la finalidad de no dañar la estructura, por lo que al resanarla deberá trabajar en las mismas condiciones de servicio.

Material y equipo.

- Mortero Sika Grout (Imagen 38)
- Espátulas
- Charola metálica
- Agua potable
- Arena volcánica
- Triplay (para cimbrar)



➤ Silicón

Procedimiento. Se humedece el hueco generado debido a la extracción y se cimbra la pared del hueco para alojar la mezcla. Después se prepara la mezcla de mortero Sika Grout, arena volcánica (relación 3:1) y agua potable (la cantidad recomendada), con la finalidad de tener una pasta manejable y adecuada para colocarla dentro del hoyo de la perforación del concreto. Se vierte poco a poco con ayuda de una espátula hasta que queda totalmente reparado, por último se descimbra el mortero y se le da el acabado final [15].



Imagen 38. Mortero Sika Grout utilizado en la reparación.

V.4.2. Descripción de los trabajos y pruebas realizadas en laboratorio.

Una vez que los especímenes se llevaron al laboratorio, se procedió a prepararlos para realizarles primeramente pruebas no destructivas y por último pruebas destructivas, esto con la finalidad de tener la mayor información posible del concreto estructural del puente estudiado.

V.4.2.1 Corte de las muestras cilíndricas en el laboratorio.

Objetivo. Cortar los especímenes cilíndricos que fueron extraídos en campo, a las dimensiones requeridas, para las diferentes pruebas que se realizan en el laboratorio.

Material y equipo.

- Cortadora eléctrica (Imagen 39)
- Cilindro de concreto
- Disco punta de diamante
- Agua
- Cinta métrica



Procedimiento. Antes de realizar el corte se miden y marcan los especímenes a las dimensiones necesarias para realizar el corte, de acuerdo al tamaño que se requiera para cada prueba que se realizará posteriormente. Hecho esto se enciende la cortadora eléctrica y se pone el cilindro en posición horizontal para efectuar el corte, mediante el disco punta de diamante, el cual se lubrica con agua automáticamente. El corte de los especímenes se debe de realizar a una velocidad pequeña y con mucho cuidado, ya que al forzar la cortadora, los especímenes quedarán despoltrillados o chuecos [33].



Imagen 39. Cortadora eléctrica utilizada.

V.4.2.2 Porosidad.

Objetivo. Determinar la porosidad del concreto como una medida de compacidad interna de la matriz cementicia.

La porosidad del concreto es considerada como los espacios vacíos que quedan en la matriz del cementante a consecuencia de la evaporación del agua excedente del amasado y del aire atrapado en su manipulación. Los poros dependiendo de su tamaño y características se subdividen en:

Poros de gel.- Son de menor tamaño ($<15-25 \text{ \AA}$) y corresponden a espacios intersticiales del gel de la cal apagada. Estos poros sólo intercambian agua con el ambiente cuando se secan a humedades $< 20\%$.

Poros capilares.- Son de forma variable y tamaño del orden de 2 nm a 1 \mu m . Cuando están interconectados y abiertos al exterior constituyen la causa principal de la permeabilidad de la pasta de cal apagada endurecida, así como su vulnerabilidad a la acción





de agentes externos. Por ello, la eliminación de la capilaridad interconectada es una condición necesaria para su durabilidad.

Poros de aire.- Son generados por las burbujas de aire atrapadas en la masa del concreto, en el proceso de manipulación tecnológica. No suelen estar interconectados entre sí y su dimensión es variable, aunque generalmente son mayores de 0.05 mm. Además afectan a la resistencia mecánica, en cuando a la durabilidad pueden, según el caso, inducir efectos benéficos.

La absorción capilar es considera como la masa de agua por unidad de área que puede ser absorbida en los capilares cuando el concreto se encuentra en contacto con agua líquida. Representa la porosidad efectiva o accesible al agua y por tanto a los agentes agresivos ambientales.

Material y equipo.

- Estufa o parrilla
- Recipiente de fondo plano con tapa
- Balanza
- Especímenes de concreto
- Canastilla metálica

Procedimiento.

Para obtener la porosidad total de las muestras, se saturaron los especímenes durante 24 horas y en agua hirviendo durante 2 horas más (Imagen 40), después se dejaron enfriar lentamente en la misma agua hasta que la temperatura disminuyo a temperatura ambiente, esto con la finalidad de evitar el shock térmico que causara un posible fracturamiento de las muestras. Enseguida se registró su peso saturado superficialmente seco y su peso sumergido (con ayuda de la canastilla metálica). Finalmente el espécimen se seco a 105 °C en un horno eléctrico hasta peso constante y se determino su peso seco [15,34].

La porosidad total se expresa en porcentaje, con la siguiente ecuación:

$$\% \text{ de Porosidad Total} = \frac{W_{\text{saturado}} - W_{105^{\circ}\text{C}}}{W_{\text{saturado}} - W_{\text{sumergido}}} \times 100$$





Imagen 40. Porosidad del concreto.

V.4.2.3 Carbonatación.

Objetivo. Determinar el avance de carbonatación en la estructura de concreto, mediante el uso de un indicador ácido-base.

La carbonatación es la reducción de la alcalinidad normal del concreto (pH entre 12 y 14) por efecto del CO_2 que existe en el ambiente. Para determinar la penetración del CO_2 se utiliza una solución indicadora, comúnmente fenolftaleína, la cual está compuesta por 1g de fenolftaleína, 49g de alcohol y 50g de agua.

Material y equipo.

- Indicador ácido-base (fenolftaleína, Imagen 41)
- Máquina universal de pruebas “Forney”
- Cilindro de concreto
- Vernier
- Flexómetro
- Brocha
- Lapicero y hojas

Procedimiento.



Una vez que las muestras están cortadas de acuerdo a las medidas requeridas (6cm del exterior al interior), se colocaron en la maquina Forney cada uno de los especímenes cilíndricos y se les aplicó carga longitudinal, con la finalidad de generar 2 secciones de la muestra. Una vez realizado lo anterior se limpiaron las muestras con una broca, y mediante un aspersor se aplica (rocía) fenolftaleína en las caras internas que fueron seccionadas. Se deja pasar un minuto para que se lleve a cabo la reacción química, ya que esta sustancia indica la zona no carbonatada con un color violeta y sin color la profundidad afectada por el CO₂. Por último con el vernier o flexómetro se determinaron los valores máximos y mínimos del frente incoloro o carbonatado, con la finalidad de tener un promedio de las afectaciones [15,28].



Imagen 41. Fenolftaleína utilizada para los corazones.

V.4.2.4 Porcentaje de cloruros.

Objetivo. Determinar el porcentaje de cloruros presentes en el concreto, de acuerdo a diferentes niveles de profundidad.

Material y equipo.

- Rodajas de concreto a cada cm de profundidad
- Trituradora para muestras de concreto
- Bolsas ziploc
- Estufa de 0 a 150°C
- Guantes de cuero
- Balanza de precisión
- Plancha calefactora y agitadora (con agitador magnético)
- Plancha agitadora (con agitador magnético)
- Probeta graduada de 100ml
- Embudo de filtración





- Vaso de precipitado de 250ml
- Matraz aforado de 250ml
- Pipetas de 5, 10 y 20ml
- Papel filtro de porosidad media a rápida
- Reactivos: ácido nítrico, nitrato de plata y cloruro de sodio
- Agua destilada
- Lapicero y hojas

Preparación de los reactivos:

- HNO_3 (1:2). Mezclar 200 ml de HNO_3 con 400 ml de agua destilada.
- HNO_3 (1:100). Mezclar 15ml de HNO_3 (1:2) con 490ml de agua destilada.
- AgNO_3 0.05M. Disuelven 8.4938g de AgNO_3 , en 1 litro de agua destilada.
- NH_4SCN 0.05M. Disuelven 3.8g de NH_4SCN en 1 litro de agua destilada.
- $\text{NH}_4 \text{Fe}(\text{SO}_4)_2 \cdot 12\text{H}_2\text{O}$. Preparar 100ml, de solución saturada a temperatura ambiente. Posteriormente adicionar 10 ml de HNO_3 (1:2).

Procedimiento. Primeramente se cortaron 5 rodajas de concreto de cada espécimen a cada 1cm de profundidad, con la finalidad de evaluar el porcentaje de cloruros que han penetrado el recubrimiento del acero. Cada rodaja se trituró y se envaso en bolsas ziploc para que no perdieran sus características y así realizar el análisis vía húmeda (Imagen 42). De cada 1 cm de rodaja de concreto triturada se muestreo 1 g, el cual se coloco en un vaso de precipitado de 250 ml, se le agregaron 50 ml de HNO_3 (1:2) y 3 ml de H_2O_2 , esta solución se llevo a la plancha calefactora y agitadora (con agitador magnético) en la cual se agitó (con agitador magnético) e hirvió durante 1 min. Se retiro la muestra del fuego con ayuda de los guantes de cuero y se colocó sobre una base de madera para evitar accidentes, inmediatamente se vertieron 10 ml de AgNO_3 0.05M para volverla a colocar sobre plancha en la cual se agitó e hirvió durante 1 min y al termino de este se colocó sobre una base de madera. Se preparo el matraz (se limpio con una franela ceca, se le adapto una bomba de succión y se coloca el papel filtro, hecho esto se vertió 50 ml de HNO_3 (1:100) sobre el filtro, luego se vertió el total de la muestra y en seguida se vertió 100 ml de HNO_3 (1:100) sobre la muestra en el papel filtro con la finalidad de lavar totalmente las partículas de concreto. En todo este tiempo se hizo succión al matraz para que todo el liquido de la muestra cruzara el papel filtro aporto el concreto. Una vez que contenido todo el liquido en





el matraz, se vierte en otro vaso de precipitado teniendo como resultado un volumen de 200 ml, se deja enfriar a temperatura ambiente el tiempo necesario. Hecho lo anterior se le agregan 20 gotas de $\text{NH}_4\text{Fe}(\text{SO}_4)_2 \cdot 12\text{H}_2\text{O}$, se colocó el vaso de precipitado en la plancha agitadora (con agitador magnético) y por último se vertió gota a gota NH_4SCN 0.05M hasta que se obtuviera un color violeta. Por último se mide el volumen desalojado de NH_4SCN 0.05M (volumen necesitado para que se obtuviera el color violeta) y se aplica la formula de $\% \text{Cl}^-$ [15,29,35]

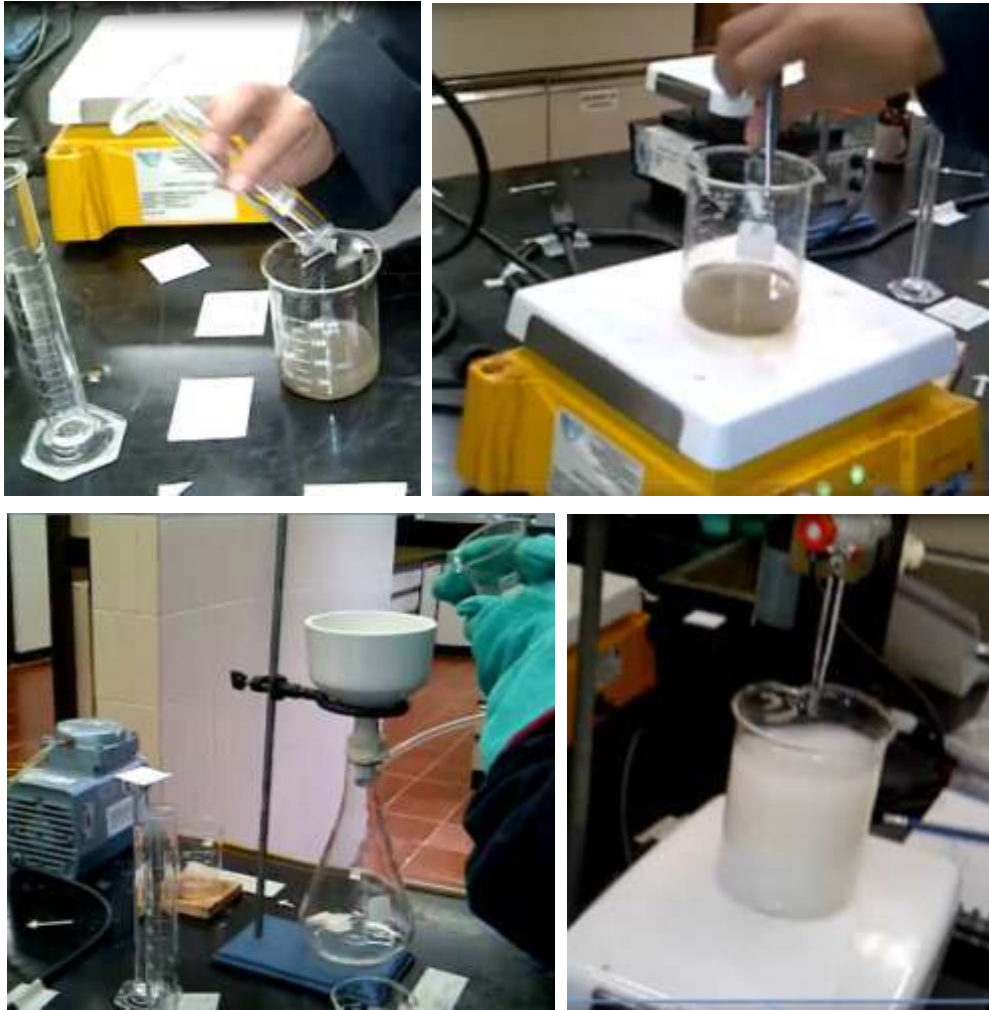


Imagen 42. Imagen de por ciento de cloruros.

V.4.2.5 Resistividad eléctrica.

Objetivo. Determinar la resistividad eléctrica para evaluar el riesgo de corrosión del acero mediante el uso del resistómetro.

Se le llama resistividad eléctrica al grado de dificultad que encuentran los electrones en sus desplazamientos, esto quiere decir que si los poros del concreto no están



interconectados tendrá una resistencia mayor con respecto a un concreto con poros interconectados. La resistividad eléctrica es medida en ohms.

Hay muchos factores que pueden interferir en la buena determinación de la resistividad, entre los que destacan, la temperatura, la colocación de los conectores, el cuidado con que se realiza, entre otros.

Material y equipo.

- Resistómetro Nilsson (Imagen 43)
- Cilindro de concreto
- Almohadillas de tela
- Agua
- Lapicero y hojas

Procedimiento.

Saturar las muestras cilíndricas que se obtuvieron en campo. Después es necesario seleccionar el rango del resistómetro mediante la perilla menor, esto se hace manteniendo el interruptor hacia arriba hasta que la aguja marque el valor máximo y así regresar un tiempo de giro. Se coloca el espécimen sobre un conector y el otro conector encima del cilindro. Cabe mencionar que el cilindro no estará en contacto directo con los conectores ya que para obtener mejores lecturas es necesario colocar unas telas entre ambos. Hecho lo anterior se mueve la perilla mayor, pero ahora el interruptor se mantendrá hacia abajo hasta que la aguja se posicione en el centro y así determinar la resistencia eléctrica que presenta el espécimen en ohms.



Imagen 43. Resistómetro Nilsson utilizado para el análisis [30].

Cabe destacar que no hay norma que marque algún parámetro de la resistividad, sin embargo en el manual de Controls recomienda los valores de la Tabla 15.



Tabla 15. Riesgo de corrosión en función de la resistividad [15].

Riesgo de corrosión	
$\rho > 200 \text{ K ohms- cm}$	Poco riesgo
$200 > \rho > 10 \text{ K ohms- cm}$	Riesgo moderado
$\rho < 10 \text{ K ohms- cm}$	Alto riesgo

Para determinar la resistividad basta con aplicar la siguiente fórmula.

$$\rho = Re \frac{A}{L}$$

Donde:

$\rho \rightarrow$ Riesgo de corrosión (k ohms/cm).

$Re \rightarrow$ Resistividad (ohms).

$A \rightarrow$ Área de la sección (cm^2).

$L \rightarrow$ Longitud del espécimen (cm^2).

Para determinar el riesgo solamente se hace la comparación con los valores de la Tabla 15 para clasificarlo de acuerdo a lo expuesto.

V.4.2.6. Velocidad de pulso ultrasónico.

Objetivo. Evaluar la calidad del concreto mediante ondas de sonido en especímenes de concreto endurecido.

La velocidad de pulso ultrasónico es una alternativa de prueba no destructiva para evaluar la calidad del concreto, la cual se ha utilizado desde hace aproximadamente 50 años. La técnica fue desarrollada por Leslie y Cheesman en Canadá y se utilizó con gran éxito desde la década de los sesentas para diagnosticar el estado del concreto utilizado en cortinas de presas; casi simultáneamente Jones desarrolló en Inglaterra una técnica basada en el mismo principio [36].

El equipo cuenta con dos transductores, uno que emite un pulso y el otro que lo recibe, es decir, el transductor transmisor del instrumento de velocidad de pulso ultrasónico transmite una onda en el concreto mientras que el transductor receptor la recibe a una distancia (L). Este equipo cuenta con una pantalla que indica el tiempo de tránsito a través del concreto desde que se emitió el pulso, hasta que se recibió (Δt). La velocidad del pulso de la onda de compresión (V), por lo tanto, se determina con la siguiente expresión [31].

$$V = \frac{L}{\Delta t}$$





Las ondas de sonido se propagan en los medios sólidos a partir de excitaciones vibratorias en forma de ondas longitudinales o de compresión, ondas transversales o de cortante y ondas superficiales o Rayleigh. La velocidad de estas ondas depende de las propiedades elásticas del medio, de tal manera que, conociendo la velocidad del sonido y la masa del sólido, se pueden estimar las propiedades elásticas del medio, mismas que se pueden relacionar con los parámetros de calidad del material [37].

Para transmitir o recibir el pulso, los transductores deben estar en completo contacto con el objeto de prueba; de otro modo el aire entre el objeto de prueba y el transductor puede introducir un error en el tiempo de tránsito indicado. Este error es introducido por que sólo una insignificante cantidad de energía de onda puede ser transmitida a través del aire. Se pueden usar muchos acopladores del mercado para eliminar el aire y asegurar un buen contacto entre la muestra y los transductores. Jalea a base de petróleo da uno de los mejores acoplamientos. Se tienen otros acopladores como grasas, jabón, pasta de caolín-glicerol, etc. Las capas del acoplador deben de ser tan delgadas como sea posible. Aplicando una presión constante en los transductores, se podrán tomar lecturas repetidas en una ubicación hasta obtener un mínimo valor de tiempo de tránsito. Si la superficie del concreto está muy rugosa, se debe usar grasa espesa como acoplador. En algunos casos, que se tenga que suavizar la superficie rugosa o establecer una superficie lisa se puede hacer con el uso de yeso de Paris, o con una pasta de cemento de fraguado rápido o con un mortero epóxico de fraguado rápido. La nivelación de la pasta debe realizarse antes de la prueba de velocidad de pulso. En superficies muy rugosas, también puede emplearse un receptor exponencial con un diámetro de punta de sólo 6 mm, como por ejemplo, superficies de mortero dañadas por fuego o por la acción de la intemperie. Sin embargo, hay que destacar que esta prueba es buena sólo para recibir la señal. Se requiere una superficie lisa para el transductor transmisor [36].

Cabe mencionar que para los especímenes de prueba se hizo uso de un acoplador a base de gel espeso, ya que este fue un material económico y además muy apropiado.

El investigador Jones [38], reportó que para una misma mezcla de concreto y un mismo nivel de resistencia a la compresión, concreto con grava redondeada tuvo la menor velocidad de pulso, que un concreto con piedra caliza triturada mostró altas velocidades de velocidad de pulso y un concreto con granito triturado dio velocidades entre las presentadas





por los otros dos concretos; además reportó que el tipo de cemento no tiene un efecto significativo en la velocidad de pulso. La razón de hidratación, sin embargo, es diferente para cada cemento y esto tiene influencia en la velocidad de pulso, de acuerdo al incremento del grado de hidratación, el módulo de elasticidad incrementa al igual que la velocidad de pulso; sin embargo algunos aditivos si interfieren en la velocidad de pulso de la misma manera que estos influyen en la razón de hidratación. Por ejemplo, la adición de cloruro de calcio reducirá el tiempo de fraguado del concreto y esto incrementará la razón por la cual aumenta la velocidad de pulso [38].

Kaplan, estudió el efecto de la relación agua cemento (a/c) en la velocidad de pulso. El mostró que al incrementar la relación a/c, la resistencia a la compresión y flexión y la correspondiente velocidad de pulso disminuyen asumiendo que no hay otros cambios en la composición del concreto [39].

Cabe señalar que lo expuesto anteriormente sólo son algunos motivos que nos pueden proporcionar ciertas variaciones en las lecturas, aunque hay muchos otros motivos como lo son la temperatura del concreto, el buen contacto de los transductores y su trayectoria, las condiciones de curado, el tamaño y forma de los especímenes, la presencia de acero en el concreto, entre muchos otros.

A continuación se presenta una clasificación del concreto de acuerdo a ciertas categorías, con base en la velocidad de pulso ultrasónico (Tabla 16). Este criterio de clasificación fue aceptado por Malhotra, para el concreto hidráulico en 1985 [36].

Tabla 16. Clasificación del concreto en función de la velocidad de pulso ultrasónica [36].

Velocidad de pulso ultrasónica (m/s)	Clasificación del concreto
$V > 4575$	Excelente
$4575 > V > 3660$	Bueno
$3660 > V > 3050$	Cuestionable
$3050 > V > 2135$	Pobre
$V < 2135$	Muy pobre

Por medio de esta prueba no destructiva es posible determinar la calidad del concreto, esto mediante una clasificación de acuerdo a la velocidad del pulso.

Material y equipo.

- VPU (Imagen 44)
- Cilindro de concreto





➤ Gel

Procedimiento.

Primeramente se calibró el equipo, después se les colocó gel a los traductores, los cuales se colocaron en las caras circulares del cilindro de manera vertical y por último se encendió el equipo. Se tomó y registro la lectura.



Imagen 44. Equipo de Velocidad de Pulso Ultrasónico utilizado.

V.4.2.7. Cabeceado de cilindros.

Objetivo. Definir el procedimiento, materiales y equipo necesario para el cabeceo de cilindros, para obtener una superficie plana y lograr de esta forma una distribución uniforme de la carga.

Equipo.

- Material de cabeceado “azufre” (Imagen 45)
- Molde para cabeceado
- Parrilla de gas
- Jarra metálica
- Aceite (lubricante)
- Brochas
- Estopa

Procedimiento. Para el cabeceado del ensayo se usó azufre (polvo de color amarillo). Para hacer la prueba primero se colocó la cantidad necesaria de azufre en la jarra metálica y después se puso a calentar en la parrilla a fuego lento, hasta que el polvo se convirtiera en líquido. Se engrasó con aceite quemado el molde para cabeceado y después se vertió en él, el azufre líquido. Hecho esto se colocó la parte circular del espécimen de manera lenta sobre el azufre líquido hasta que el azufre haya endurecido. Se desmoldó el espécimen y se repitió lo anterior para la cara faltante. Una vez terminado lo anterior se colocó en la máquina universal el espécimen y se le aplicó carga hasta su ruptura [33,40].





Imagen 45. Azufre utilizado para el cabeceado.

V.4.2.8. Resistencia a la compresión simple en cilindros de concreto.

Objetivo. Descripción del procedimiento para determinar la resistencia que presenta el concreto al ser sujeto a una carga de compresión simple.

La Compresión simple es la aplicación de una carga axial concéntrica al cilindro de concreto. Mediante esta prueba se determina la calidad del concreto, es decir, se verificar la resistencia real del concreto contra la resistencia de proyecto.

Equipo.

- Máquina universal Forney (Imagen 46)
- Regla para medir el diámetro del cilindro
- Trapo o lienzo

Procedimiento. Teniendo ya el diámetro del espécimen se colocó en la máquina ya previamente cabeceado. Se verificó que el espécimen este centrado, es decir, que el eje vertical del espécimen se encuentre en el centro de la placa de apoyo. Se ajustó la platina superior a la cara del espécimen de manera que no se aplicara carga de impacto si no que apenas rozara el espécimen. Se eligió el rango de 30,000 kg (de acuerdo al $f'c$ del concreto) y se puso en ceros la máquina. Se aplicó la carga a una velocidad constante, respecto a este punto se pueden hacer las siguientes observaciones:

- Es necesario que no se suspenda la aplicación de la carga por ningún contratiempo y luego se vuelva a poner a funcionar cuando el espécimen ya se aproxime a la carga de falla.
- La carga de se puede prefijar conociendo el % de resistencia según su edad, que debe de observar, esta carga se prefija multiplicando el área de la sección transversal del cilindro por la resistencia de proyecto ($f'c$).





➤ Se continuó la carga del espécimen hasta la falla registrándola y observando su tipo de falla y la apariencia del material.

Cálculo.

Para calcular el esfuerzo real que resiste el concreto, se divide la carga resistente entre el área de la sección transversal.

$$E = \frac{P}{A}$$

Donde:

P= Carga de ruptura (kg).

A= Área de la sección transversal del espécimen (cm²).

E= Esfuerzo que resiste el espécimen (kg/cm²).

La norma NMX-C-083-ONNCCE, ASTM C-873, establece los métodos de prueba para la determinación de la resistencia a la compresión del concreto [32,41]. Antes del ensaye, las bases de los especímenes o caras de aplicación de carga no se deben apartar de la perpendicular al eje y no se permiten irregularidades respecto de un plano.

Cabe señalar que la carga debe de ser aplicada con una velocidad uniforme y continua sin producir impacto, ni pérdida de carga. La velocidad de carga debe estar dentro del intervalo de 84 kgf/cm²/min a 210 kgf/cm²/min hasta que se produzca la ruptura del espécimen [32,33,41].

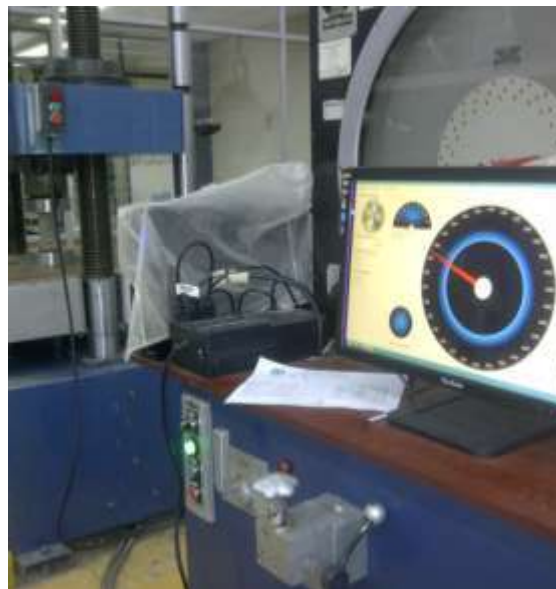


Imagen 46. Maquina Universal “Forney”, utilizada para determinar f’c.



VI. RESULTADOS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

VI.1. Resultados obtenidos en campo.

En este capítulo se presentan los resultados físicos de las inspecciones realizadas en campo y los resultados electroquímicos obtenidos de los estribos y pilas del puente El Teolán.

VI.1.1. Resultados de la inspección física del puente.

A continuación se muestran de manera visible las afectaciones encontradas en la inspección preliminar [15]: En la Figura 27 se muestra la localización general de los daños presentes en el Estribo 1, en la Figura 28 se muestra la localización general de los daños presentes en el claro 1, en la Figura 29 se muestra la localización general de los daños presentes en el claro 2, en la Figura 30 se muestra la localización general de los daños presentes en el claro 3, en la Figura 31 se muestra la localización general de los daños presentes en el claro 4, en la Figura 32 se muestra la localización general de los daños presentes en el claro 5 y en el Estribo 2.

Posteriormente en la Tabla 17 se presenta el número y las medidas de los daños encontrados en la estructura del puente, los cuales fueron obtenidos en las visitas realizadas al lugar. Estos daños se encuentran localizados en los estribos, pilas, losa (alero izquierdo y derecho) y en la trabe cajón de cada claro del puente El Teolán, como se muestra en las figuras.

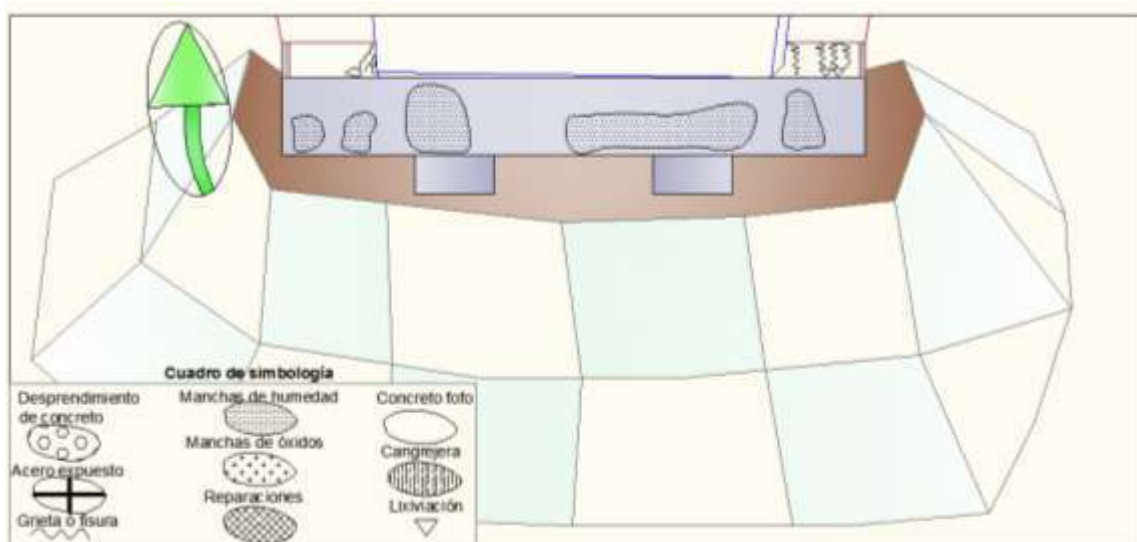


Figura 27. Afectaciones presentes en el Estribo 1.





En el Estribo 1 se encontraron principalmente manchas de humedad y algunas grietas en las pantallas de fondo, localizadas entre el caballete del estribo y la losa de la estructura.

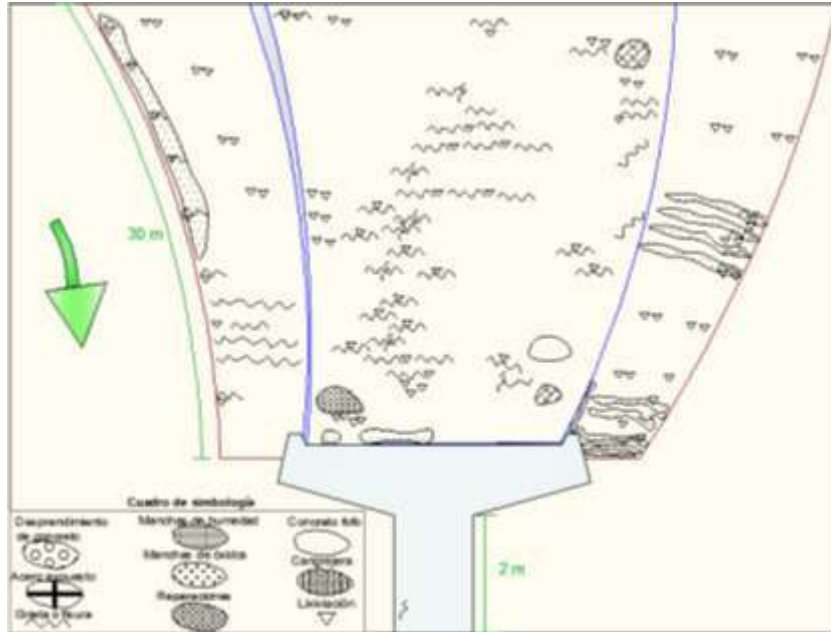


Figura 28. Afectaciones presentes en el claro 1.

En el claro 1 principalmente se encontraron los siguientes daños: grietas y lixiviación en la trabe, manchas de humedad y lixiviación en la losa y grietas en la Pila I, además de acero expuesto en toda la estructura (de 10 cm en losa y trabe).

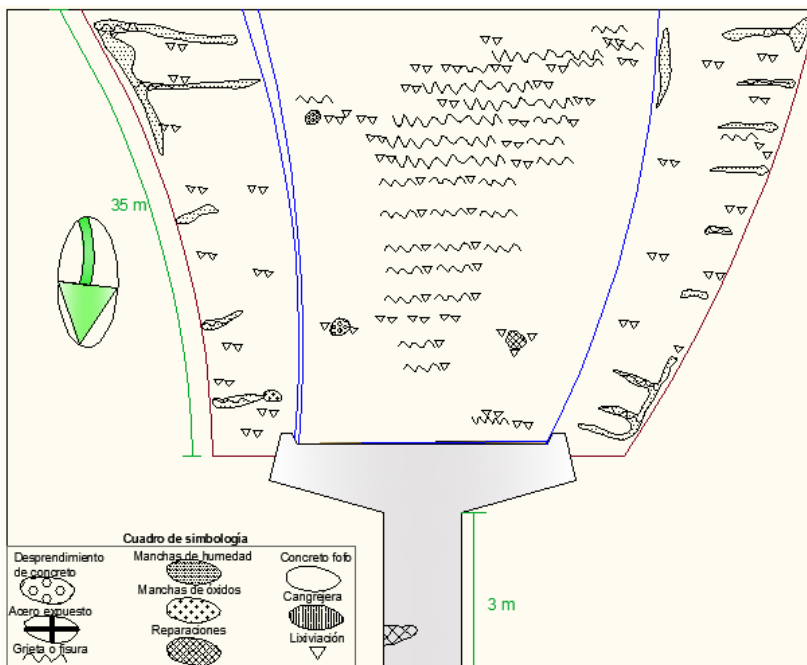


Figura 29. Afectaciones presentes en el claro 2.





En el claro 2 principalmente se encontraron los siguientes daños: grietas y lixiviación en la trabe, manchas de humedad y lixiviación en la losa y reparación en la Pila II, además de acero expuesto en toda la estructura (de 10 cm en losa y trabe).

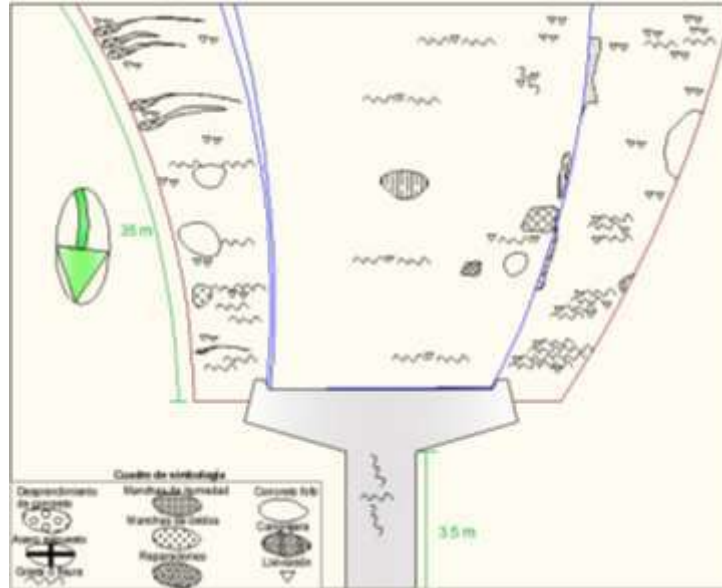


Figura 30. Afectaciones presentes en el claro 3.

En el claro 3 principalmente se encontraron los siguientes daños: grietas, lixiviación, una cangrejera y reparaciones en la trabe, manchas de oxido, delaminaciones y manchas de humedad en la losa y grietas en la Pila III, además de acero expuesto en toda la estructura (de 10 cm en losa y trabe).

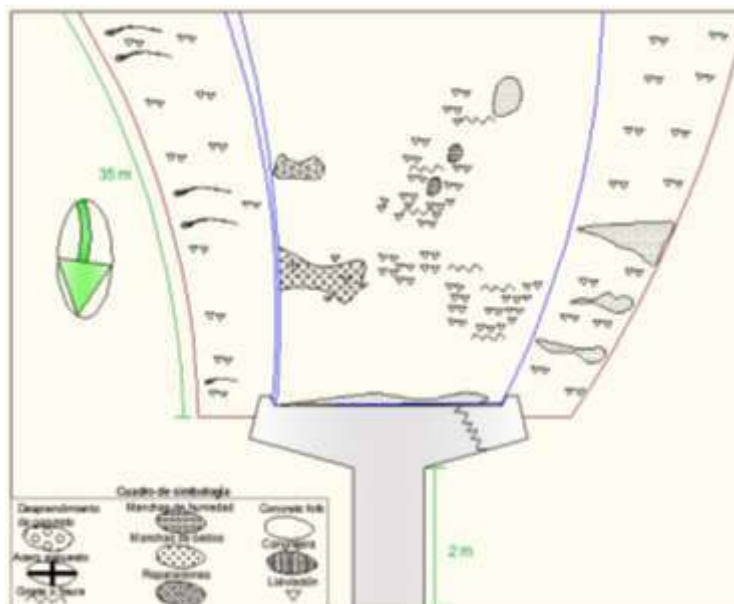


Figura 31. Afectaciones presentes en el claro 4.





En el claro 4 principalmente se encontraron los siguientes daños: grietas, lixiviación, desconchamiento, manchas de humedad y óxidos en la trabe, manchas de humedad y lixiviación en la losa y una grieta en la Pila IV, además de acero expuesto en toda la estructura (de 10 cm en losa y trabe).

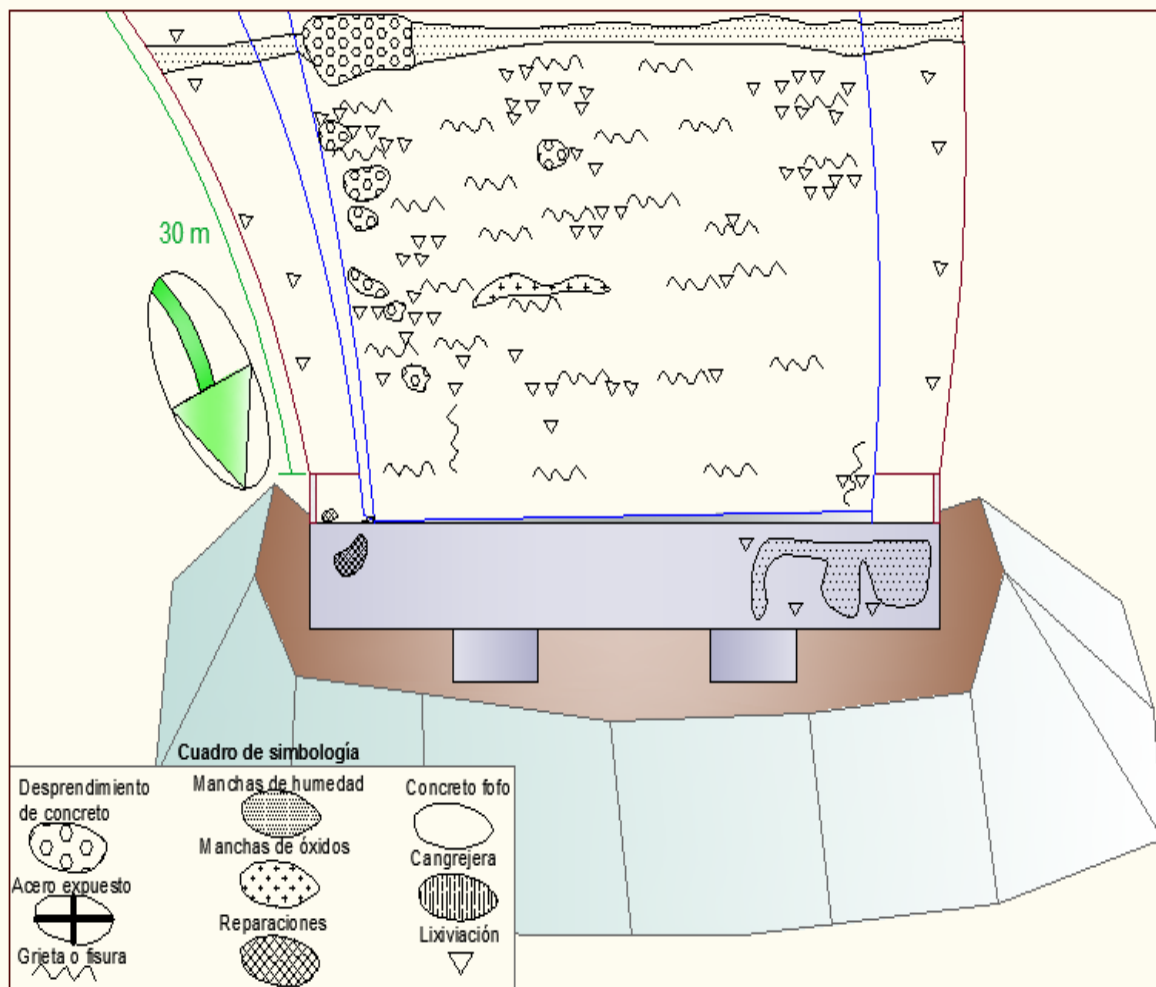


Figura 32. Afectaciones presentes en el claro 5 y estribo 2.

En el claro 5 principalmente se encontraron los siguientes daños: grietas, lixiviación y manchas de humedad en la trabe, lixiviación y humedad en la losa y manchas de humedad en el Estribo 2. Sin embargo el principal daño es una manchas de humedad transversal (losa-trabe cajón-losa) acompañada de grietas y desconchamiento, la cual pone en peligro la estabilidad de la estructura.

Tabla 17. Afectaciones físicas del puente El Teolán.





Daños	Longitud de grietas (libre de otros daños)				Área delaminada (concreto fofo)			Área desprendida (desconchamiento)			Longitud de grietas con mancha de lixiviación			Área de manchas de humedad			Área reparada (Parqueo)			Longitud de acero expuesto	Longitud de grietas con manchas de óxido			
	Unidad	m	L (m)	A (m)	m ²	L (m)	A (m)	m ²	L (m)	A (m)	m ²	L (m)	A (m)	m ²	L (m)	A (m)	m ²	m	L (m)	A (m)	m ²			
Estribo 1	1	.80	.50	.30	.15				.50	.30	.15	.50	.50	.75										
	2	.80	.00	.80	.80							.50	.50	.25										
	3	.80	.50	.30	.15							.50	.50	.25										
	4	.50										.50	.30	.15										
	5	.80										.50	.15	.08										
	Total	.70			.10			.00	.50		.15			.48				.00	.00	.00			.00	
Trabe 1	1	.25	.00	.80	.80	.70	.50	.35	.30	.30	.09	.30	.20	.06	.45	.45	.20			.20	.10	.02		
	2	.90	.30	.30	.09				.80	.80	.64	.90	.40	.36	.30	.30	.09							
	3	.90	.30	.30	.09				.30	.30	.09													
	4	.70							.90	.90	.81													
	5	.80							.20	.50	.10													
	6	.80							.25	.25	.06													
	7	.00							.30	.30	.09													
	8	.80							.20	.20	.04													
	9	.70							.20	.20	.04													
	10	.60							.20	.20	.04													
	11								.20	.00	.20													
	12								.30	.20	.06													
	13								.30	.20	.20													
	14								.30	.20	.06													
	15								.30	.20	.06													
	16								.60	.30	.18													
	17								.80	.70	.56													
	18								.60	.60	.36													
	19								.30	.30	.09													





20								.15	.15	.02										
21								.25	.20	.05										
22								.60	.40	.24										
23								.80	.80	.64										
24								.40	.40	.16										
25								.60	.40	.24										
26								.50	.20	.10										
27								.30	.30	.09										
28								.50	.50	.25										
29								.70	.10	.07										
30								.70	.30	.21										
31								.60	.30	.18										
32								.60	.60	.36										
33								.60	.50	.30										
34								.30	.30	.09										
35								.10	.10	.01										
36								.12	.10	.01										
37								.20	.15	.03										
38								.20	.20	.04										
39								.30	.30	.09										
Total	2.45			.98			.35	6.87		.96			.42		.29	.00	.20		.02	
ALERO IZQUIERDO I (MAR)	1	.80	.30	.30	.09	.80	.20	.16	.00	.20	.20									
	2	.80	.40	.30	.12	.30	.20	.06	.00	.20	.20									
	3					.30	.20	.06	.80	.20	.16									
	4					.50	.30	.15	.00	.20	.20									
	5								.50	.20	.10									
	6								.80	.20	.36									
	7								.80	.20	.36									
	8								.80	.20	.36									
	9								.80	.22	.40									
	10								.60	.20	.32									
Total	.60			.21			.43	3.10		.66			.00		.00	.00	.00		.00	





ALERO DERECHO I (TIERRA)	1					.50	.40	.20	.20	.30	.36	.00	.40	.80							
	2								.50	.10	.15	.40	.30	.42							
	3								.40	.40	.56	.00	.40	.20							
	4								.40	.10	.14	.50	.50	.75							
	5								.00	.10	.10										
	6								.70	.10	.07										
	7								.35	.20	.27										
	8								.60	.60	.96										
	Total								.00	.00	.20	0.15		.61		.17		.00	.00	.00	.00
	Pila I	1	.30																		
2		.50																			
3		.20																			
Total	.00		.00				.00	.00		.00		.00		.00		.00	.00	.00	.00	.00	
Claro II	Trabe II	1	.40				.10	.10	.01	.00	.20	.60	.20	.50	.60						
		2				.30	.30	.09	.00	.20	.20										
		3							.20	.20	.24										
		4							.30	.20	.46										
		5							.70	.20	.34										
		6							.00	.20	.40										
		7							.70	.20	.14										
		8							.70	.20	.14										
		9							.60	.20	.12										
		10							.20	.20	.24										
		11							.20	.20	.44										
		12							.60	.20	.12										
		13							.50	.20	.30										
		14							.20	.20	.24										
		15							.40	.20	.28										
		16							.90	.20	.38										
		17							.90	.20	.38										
		18							.90	.20	.38										
		19							.60	.20	.12										
		20							.50	.20	.30										





21							.40	.20	.48										
22							.90	.20	.38										
23							.20	.20	.24										
24							.50	.20	.30										
25							.60	.20	.72										
26							.80	.20	.16										
27							.20	.20	.44										
28							.20	.20	.24										
29							.20	.20	.04										
30							.35	.20	.47										
31							.70	.20	.34										
32							.10	.20	.22										
33							.10	.20	.22										
34							.50	.30	.45										
35							.20	.10	.02										
36							.20	.10	.22										
37							.60	.10	.06										
38							.50	.15	.23										
39							.70	.40	.68										
40							.05	.10	.11										
41							.60	.20	.12										
42							.20	.10	.12										
43							.10	.10	.11										
44							.70	.20	.14										
45							.15	.10	.12										
46							.65	.10	.07										
47							.90	.20	.18										
48							.35	.20	.27										
49							.40	.20	.08										
50							.20	.10	.12										
51							.50	.10	.15										
52							.20	.10	.12										
53							.40	.20	.28										
54							.35	.40	.94										





55							.70	.10	.07																
56							.90	.10	.19																
57							.70	.05	.04																
58							.70	.05	.04																
59							.90	.20	.38																
60							.00	.30	.60																
61							.90	.30	.57																
62							.00	.10	.20																
63							.35	.10	.24																
64							.35	.10	.24																
65							.60	.10	.16																
66							.50	.10	.15																
67							.40	.10	.04																
68							.50	.10	.05																
69							.10	.20	.22																
70							.60	.50	.30																
71							.85	.30	.56																
72							.10	.15	.17																
Total							.40		.00			.10	9.95		8.83			.60		.00	.00	.00	.00		
ALERO IZQUIERDO II (MAR)	1						.30	.40	.52	.50	.40	.60										.40	.40	.16	
	2									.85	.40	.74													
	3									.50	.50	.25													
	4									.60	.20	.32													
	5									.80	.20	.36													
	6									.80	.20	.36													
	7									.80	.20	.36													
	8									.00	.20	.20													
	9									.80	.20	.36													
Total							.00		.00		.00	.30		.52			.55		.00	.00	.00			.16	
ALERO DERECHO II (TIERRA)	1					.50	.50	.25			.20	.50	.10												
	2										.90	.90	.81												
	3										.50	.40	.60												
	4										.50	.20	.30												
	5																								





											.50	.40	.60								
Total		.00			.00			.25	.00		.00			.41			.00	.00	.00	.00	
Pila II	1	.30													.00	.50	.50				
	2	.20																			
Total		.50			.00			.00	.00		.00			.00			.50	.00	.00	.00	
Trabe III	1	.35	.50	.20	.10				.20	.40	.48				.00	.00	.00				
	2								.30	.15	.05				.50	.40	.20				
	3								.60	.40	.24				.00	.40	.20				
	4								.40	.40	.16										
	5								.40	.40	.16										
	Total		.35			.10			.00	.90		.09			.00			.40	.00	.00	.00
ALERO IZQUIERDO III (MAR)	1		.30	.30	.09				.00	.20	.40								.20	.00	.40
	2		.40	.40	.16				.80	.20	.36								.40	.15	.06
	3								.10	.20	.42								.40	.20	.08
	4								.20	.20	.44										
	5								.00	.10	.10										
	6								.90	.30	.57										
	7								.60	.10	.16										
	8								.60	.20	.32										
	9								.80	.10	.18										
	10								.50	.20	.30										
	11								0.00	.15	.50										
	12								.00	.20	.40										
	13								.80	.20	.16										
	14								.40	.20	.08										
	15								.80	.20	.36										
	16								.40	.20	.28										
	17								.80	.20	.36										
Total		.00			.25			.00	5.70		2.39			.00			.00	.00	.00	.00	
ALERO DERECHO III (TIERRA)	1		.50	.30	.15	.40	.20	.08	.30	.30	.09	.60	.30	.18							
	2				.20	.20	.04	.00	.20	.20	.20	.30	.30	.09							
	3				.30	.20	.06	.85	.10	.09											
	4							.00	.20	.20											
	5																				





Claro IV	Trabe IV	6						.00	.20	.40												
		7						.50	.20	.10												
		8						.00	.20	.40												
		9						.80	.20	.36												
		10						.00	.20	.40												
		11						.00	.20	.40												
		12						.00	.20	.40												
		13						.70	.20	.14												
		Total						.00		.15		.18	8.15		.58		.27		.00	.00	.00	.00
		Pila III	1	.30																		
			2	.20																		
			3	.20																		
		Total	.70					.00		.00	.00		.00		.00		.00	.00	.00	.00		
Claro IV	Trabe IV	1				.15	.15	.02	.30	.20	.06	.40	.30	.12								
		2							.10	.10	.01	.10	.10	.01								
		3							.05	.05	.00	.00	.80	.80								
		4							.10	.10	.01	.10	.10	.01								
		5							.35	.35	.12	.10	.10	.01								
		6							.50	.50	.25	.10	.10	.01								
		7							.10	.10	.01	.10	.10	.01								
		8							.10	.10	.01	.20	.10	.02								
		9							.50	.20	.10											
		10							.10	.10	.01											
		11							.60	.40	.24											
		12							.60	.25	.15											
		13							.10	.10	.01											
		14							.10	.10	.01											
		15							.30	.15	.05											
		16							.30	.30	.09											
		17							.25	.15	.04											
		18							.15	.10	.02											
		19							.40	.60	.44											
		20																				





	21						.60	.00	.60																												
							.40	.70	.68																												
		Total	.00		.00		.02	2.00		.90			.99			.00	.00	.00					.00														
ALERO IZQUIERDO IV (MAR)	1						.40	.40	.56	.60	.30	.48							.50	.20																	
		2						.50	.40	.60																											
			3						.40	.40	.16																										
		Total		.00		.00		.00	.30		.32			.48			.00	.00	.00					.00													
ALERO DERECHO IV (TIERRA)	1										.00	.20	.40																								
		2										.00	.20	.40																							
			3										.00	.20	.40																						
				4										.00	.20	.40																					
					5										.00	.20	.40																				
						6										.00	.20	.40																			
							7										.50	.40	.60																		
								8										.50	.40	.60																	
									9										.50	.40	.60																
										10										.50	.40	.60															
											11										.80	.10	.18														
												12										.80	.10	.18													
													13										.80	.10	.18												
														14										.80	.10	.18											
															15										.00	.00	.00										
																16										.00	.00	.00									
																	17										.00	.00	.00								
Total	.00																		.00		.00	.00		.00			4.52			.00	.00	.00					.00
Pila IV	1	.60																																			
		Total	.60																.00		.00	.00		.00			.00			.00	.00	.00					.00
Claro V	Trabe V	1																.40	.40	.16	2.00	.40	.80	.40	.30	.12						.3	.3	.09			
			2															.40	.25	.10	.00	.30	.60	.50	.50	.25							.3	.3	.09		
				3														.20	.10	.02	.20	.90	.08	.15	.15	.02							.3	.3	.09		
					4													.80	.50	.40	.40	.15	.06	.20	.15	.03							.8	.8	.64		
						5												.40	.40	.16	.80	.10	.08	.10	.50	.55							.3	.3	.09		
				6				.70	.70									.49	.00	.80	.60																





7					.50	.15	.73	.50	.00	.50											
8					.60	.40	.24	.30	.60	.78											
9					.50	.40	.20	.40	.20	.28											
10					.50	.20	.10	.40	.40	.56											
11								.80	.50	.20											
12								.00	.80	.80											
13								.15	.10	.02											
14								.00	.80	.60											
15								.00	.00	.00											
16								.00	.40	.80											
Total					.00		.00		.60	4.95		2.76			.97			.00	.00	.00	.00
ALERO IZQUIERDO V (MAR)	1									.80	.20	.36									
	2									.80	.20	.36									
	3									.80	.20	.36									
	4									.80	.20	.36									
	5									.80	.20	.36									
	6									.20	.20	.44									
	7									.20	.20	.44									
	8									.20	.20	.44									
	9									.20	.20	.44									
	10									.20	.20	.44									
	11									.20	.20	.44									
	12									.20	.20	.44									
	13									.00	.40	.20									
Total					.00		.00		.00	.00		.00			.08			.00	.00	.00	.00
ALERO DERECHO V (TIERRA)	1							.00	.40	.20											
	2																				
	3																				
	4																				
Total					.00		.00		.00	.00		.20			.00			.00	.00	.00	.00
Estribo 2	1				.20	.80	.96			.20	.30	.36									
	2				.90	.50	.45			.00	.20	.60									
	3				.60	.50	.30														
	4				.50	.20	.10														
Total				.00		.00		.96	.00		.00			.36			.00	.00	.00	.00	.00





Debido a que es confuso relacionar las Figuras de la 27 a la 32, respecto a los resultados medidos de la Tabla 17, a continuación en la Tabla 18 se muestra un resumen de los daños generales presentes en cada uno de los elementos de la estructura del puente.

Tabla 18. Resumen de los daños de cada uno de los elementos del puente.

Daños		Longitud de grietas (libre de otros daños)	Área delaminada (concreto fofo)			Área desprendida (desconchamiento)			Longitud de grietas con mancha de lixiviación			Área de manchas de humedad			Área reparada (Parcheo)			Longitud de acero expuesto	Longitud de grietas con manchas de óxido		
			m	L (m)	A (m)	m ²	L (m)	A (m)	m ²	L (m)	A (m)	m ²	L (m)	A (m)	m ²	m	L (m)		A (m)	m ²	
Estribo 1	Total	.70			.10			.00	.50		.15			.48			.00	.00	.00	.00	
	Pila 1	.00			.00			.00	.00		.00			.00			.00	.00	.00	.00	
Pila 2		.50			.00			.00	.00		.00			.00		.50	.00	.00	.00	.00	
Pila 3		.70			.00			.00	.00		.00			.00		.00	.00	.00	.00	.00	
Pila 4		.60			.00			.00	.00		.00			.00		.00	.00	.00	.00	.00	
	Total	.80			.00			.00	.00		.00			.00		.50	.00	.00	.00	.00	
Trabe 1		2.45			.98			.35	6.87		.96			.42		.29	.00	.20	.02	.02	
Trabe 2		.40			.00			.10	9.95		8.83			.60		.00	.00	.00	.00	.00	
Trabe 3		.35			.10			.00	.90		.09			.00		.40	.00	.00	.00	.00	
Trabe 4		.00			.00			.02	2.00		.90			.99		.00	.00	.00	.00	.00	
Trabe 5		.00			.00			.60	4.95		2.76			.97		.00	.00	.00	.00	.00	
	Total	3.20			.08			.07	66.67		7.53			.98		.69	4.00	.20	.02	.02	
Alero izquierdo 1		.60			.21			.43	3.10		.66			.00		.00	.00	.00	.00	.00	
Alero izquierdo 2		.00			.00			.00	.30		.52			.55		.00	.00	.00	.00	.16	
Alero izquierdo 3		.00			.25			.00	5.70		2.39			.00		.00	.00	.00	.00	.54	
Alero izquierdo 4		.00			.00			.00	.30		.32			.48		.00	.00	.00	.00	.00	
Alero izquierdo 5		.00			.00			.00	.00		.00			.08		.00	.00	.00	.00	.00	
	Total	.60			.46			.43	3.40		6.89			0.11		.00	6.00	.00	.70	.70	
Alero derecho 1		.00			.00			.20	0.15		.61			.17		.00	.00	.00	.00	.00	
Alero derecho 2		.00			.00			.25	.00		.00			.41		.00	.00	.00	.00	.00	
Alero derecho 3		.00			.15			.18	8.15		.58			.27		.00	.00	.00	.00	.00	
Alero derecho 4		.00			.00			.00	.00		.00			4.52		.00	.00	.00	.00	.00	
Alero derecho 5		.00			.00			.00	.00		.20			.00		.00	.00	.00	.00	.00	
	Total	.00			.15			.63	1.30		.39			3.37		.00	1.00	.00	.00	.00	
Estribo 2	Total	.00			.00			.96	.00		.00			.36		.00	.00	.00	.00	.00	





A demás en la Tabla 19 se muestra de manera sintetizada, el total de daños presentes en cada elemento del puente El Teolán, con la finalidad de evaluar el daño físico.

Tabla 19. Total de daños presentes en la estructura del puente El Teolán.

Daños		Longitud de grietas (libre de otros daños)				Área delaminada (concreto fofo)			Área desprendida (desconchamiento)			Longitud de grietas con mancha de lixiviación			Área de manchas de humedad			Área reparada (Parqueo)			Longitud de acero expuesto		Longitud de grietas con manchas de óxido		
		m	L (m)	A (m)	m ²	L (m)	A (m)	m ²	L (m)	A (m)	m ²	L (m)	A (m)	m ²	L (m)	A (m)	m ²	m	L (m)	A (m)	m ²				
Estribo 1	Total	.70			.10			.00	.50			.15			.48			.00	.00	.00		.00			
Pilas	Total	.80			.00			.00	.00			.00			.00			.50	.00	.00		.00			
Trabes	Total	3.20			.08			.07	66.67			7.53			.98			.69	4.00	.20		.02			
Aleros izquierdos	Total	.60			.46			.43	3.40			6.89			0.11			.00	6.00	.00		.70			
Aleros derechos	Total	.00			.15			.63	1.30			.39			3.37			.00	1.00	.00		.00			
Estribo 2	Total	.00			.00			.96	.00			.00			.36			.00	.00	.00		.00			

De acuerdo a las afectaciones registradas, principalmente se encontró que en el claro 1 la trabe presenta 39 daños (grietas con lixiviación), en el claro 2 la trabe presenta 72 daños (grietas con lixiviación), en el claro 3 la losa presenta 30 daños (manchas de humedad y desconchamientos ambos lados), en el claro 4 la trabe 21 daños (grietas con lixiviación y desprendimientos principalmente) y en el claro 5 la trabe y losa presentan pocos daños, sin embargo en este claro se encontró el daño más crítico para la estabilidad de la estructura, ya que existe una grieta con humedad y desconchamiento que secciona totalmente la estructura, es decir, se encuentra transversal a la línea central de la losa y trabe. Así pues como se observo en la Tabla 19, los daños varían de acuerdo al elemento estructural del cual se hable, además de que cada claro del puente El Teolán presenta condiciones diferentes en el tipo y cantidad de afectaciones como se presento en la Tabla 18, es por ello que en la Tabla 17 se detalló el análisis realizado, con la finalidad de conocer el número y el grado de daño presente en cada zona de la estructura con ayuda de las Figuras de la 27 a la 32. Con base en este estudio detallado se pueden generar los conceptos de obra para un concurso de reparación, ya que es muy diferente el reparar volúmenes generales de obra a reparar volúmenes en zonas localizadas, lo cual implica mayor tiempo y costo.





VI.1.2. Profundidad y localización del acero mediante el Pacómetro.

En la Tabla 20 se muestra la profundidad del acero determinada mediante el pacómetro, datos obtenidos de las cuatro pilas a ambos lados del cadenamiento (frente al mar y frente a la tierra) y de los 2 estribos.

Tabla 20. Profundidad y localización del acero.

Elemento	Zona	Frente	Profundidad de carbonatación (cm)
E1	E1-2B	Eje	3.5
PI	PI-2	Mar	3.0
PI	PI-4	Tierra	3.0
PII	PII-1	Mar	2.5
PII	PII-4	Tierra	2.6
PIII	PIII-1	Mar	2.8
PIII	PIII-4	Tierra	2.8
PIV	PIV-1B	Mar	3.0
PIV	PIV-4	Tierra	3.3
E2	E2-1B	Eje	1.1

Con lo cual se aprecia la falta de supervisión en obra, ya que el acero debería de estar en cada pila a la misma profundidad. En ambientes agresivos se recomienda que el recubrimiento que protege al acero estructural, se encuentre entre 5 y 7.5 cm de espesor, ya que recubrimientos mayores propician la aparición de grietas y recubrimientos menores facilitan la penetración de agentes externos que dañan la estructura [15]. De esta manera se observa que la mayoría de los elementos estructurales cumplen con lo recomendado.

VI.1.3. Resultados de velocidad de corrosión, potenciales y resistencia eléctrica del puente El Teolán mediante Gecor 6.

De acuerdo al orden, en la Figura 33, 34, 35, 36, 37 y 38 se muestran los resultados de velocidad de corrosión de los dos estribos y de las 4 pilas. Mientras que en la Tabla 21 se muestra el criterio empleado para establecer el riesgo por corrosión [15].



Figura 33. Velocidad de corrosión en el Estribo 1.



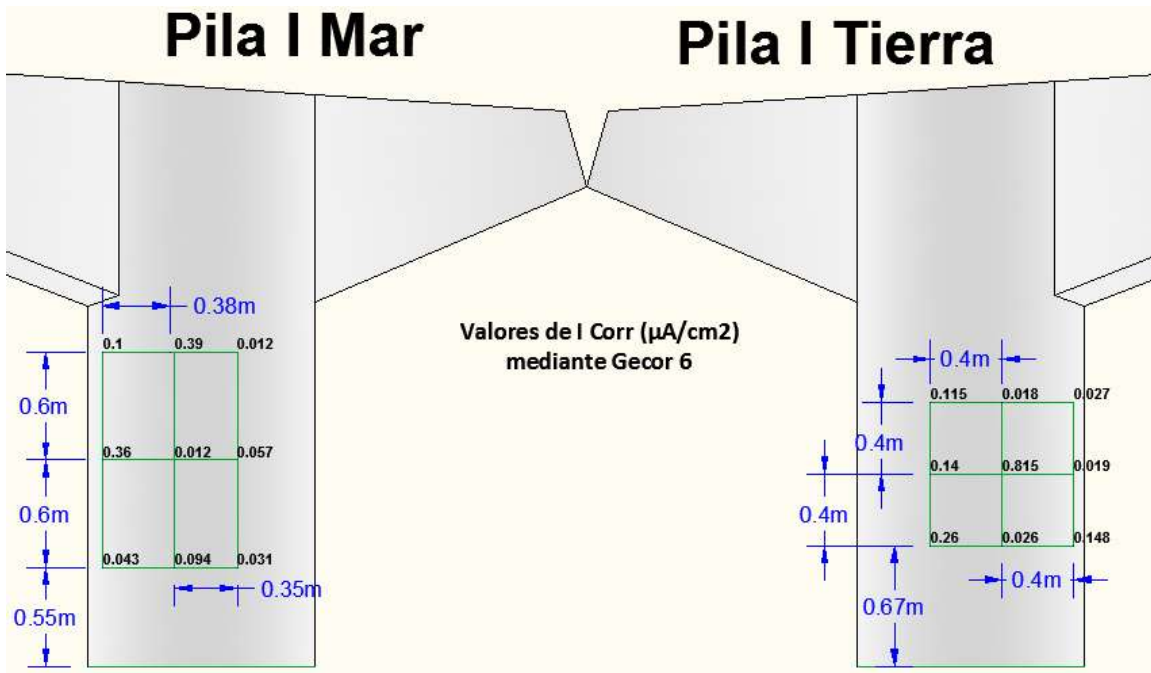


Figura 34. Velocidad de corrosión en la Pila I.

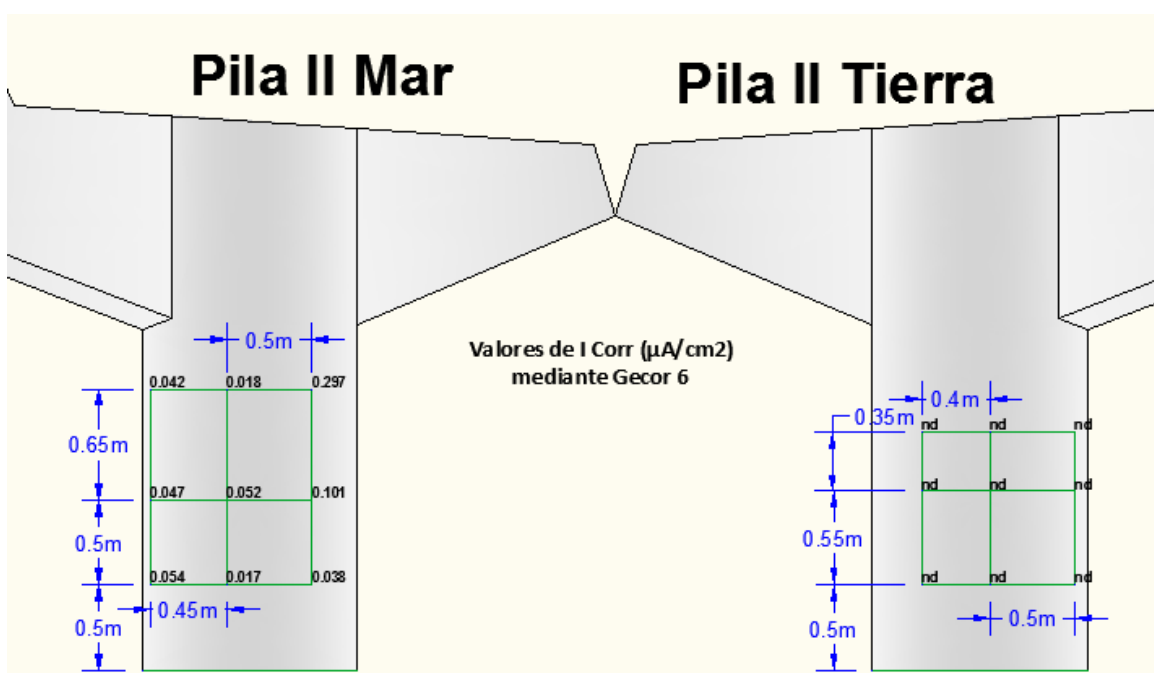


Figura 35. Velocidad de corrosión en la Pila II.



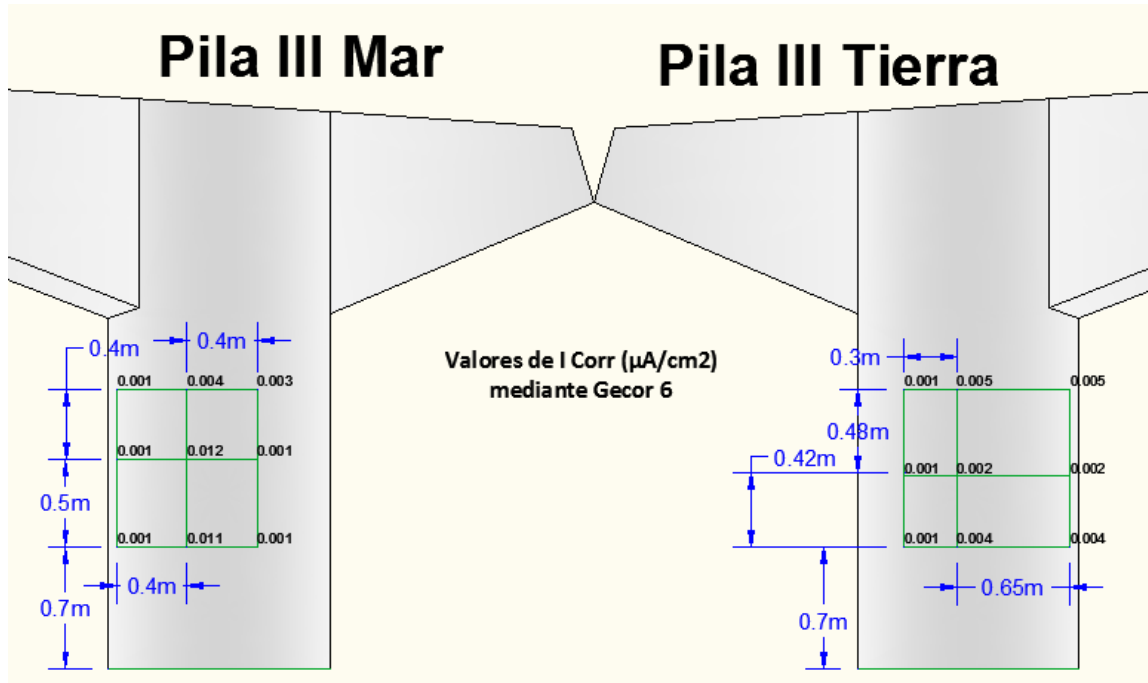


Figura 36. Velocidad de corrosión en la Pila III.

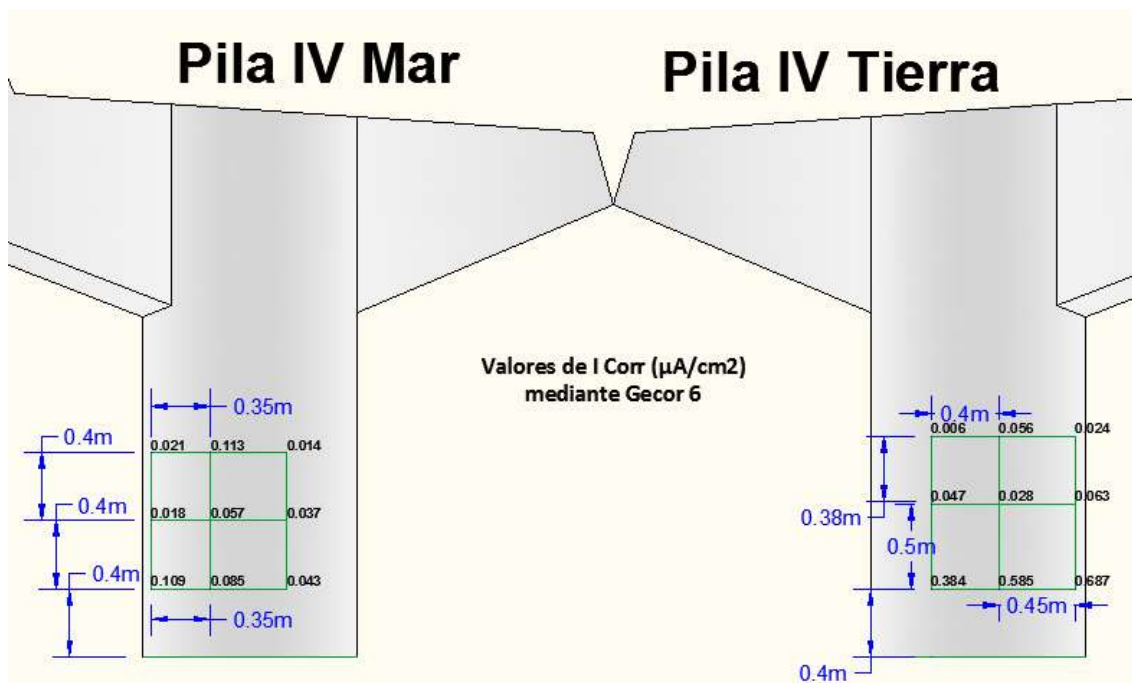


Figura 37. Velocidad de corrosión en la Pila IV.





Figura 38. Velocidad de corrosión en el Estribo 2.

Tabla 21. Clasificación del concreto [15].

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

De acuerdo a los resultados obtenidos en campo se observa que la velocidad de corrosión varía con respecto a los puntos analizados, ya sea en estribos o pilas (cara mar y cara tierra). Esto indica que existen zonas con nivel de corrosión de moderado a elevado, sin embargo en la mayoría de los análisis puntuales se refleja que el daño por corrosión es despreciable como el caso de la Pila III, en la cual se obtuvieron con el gecor valores menores a $0.05 \mu A/cm^2$ en cada punto analizado de las dos caras (mar y tierra).

En la Figura 39, 40, 41, 42, 43 y 44 se muestran los resultados de Potencial de corrosión (electrodo de Cu/CuSO₄) [15] de los dos estribos y de las 4 pilas. Mientras que en la Tabla 22 se muestra el criterio empleado para establecer el riesgo por corrosión.



Figura 39. Potencial de corrosión en el Estribo 1.



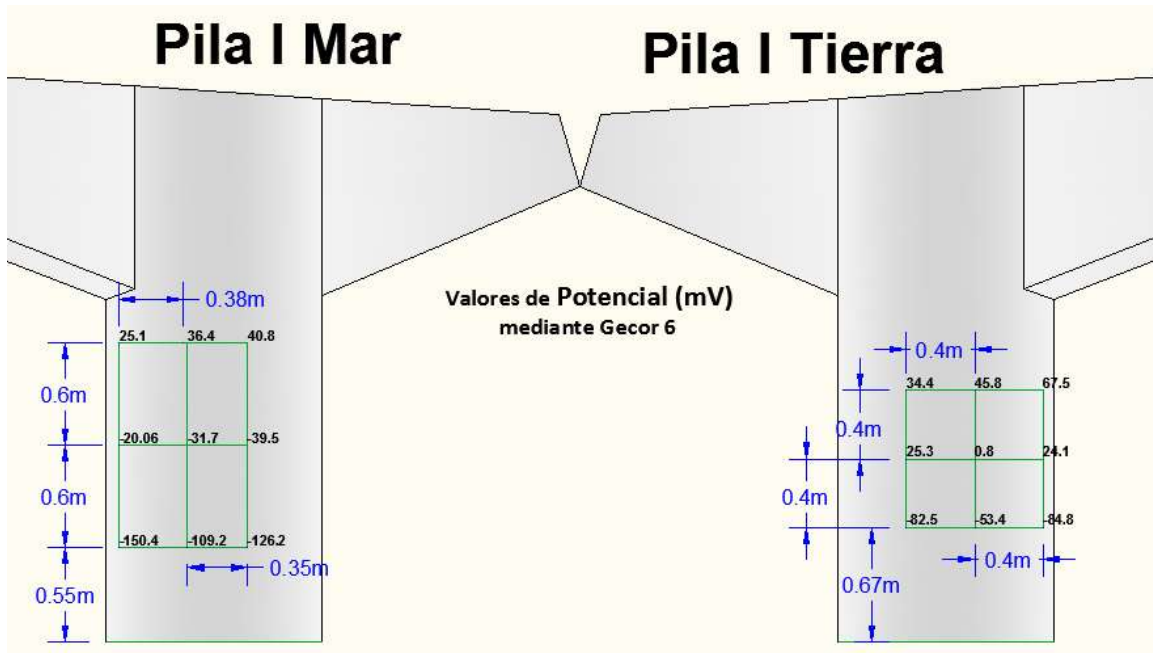


Figura 40. Potencial de corrosión en la Pila I.

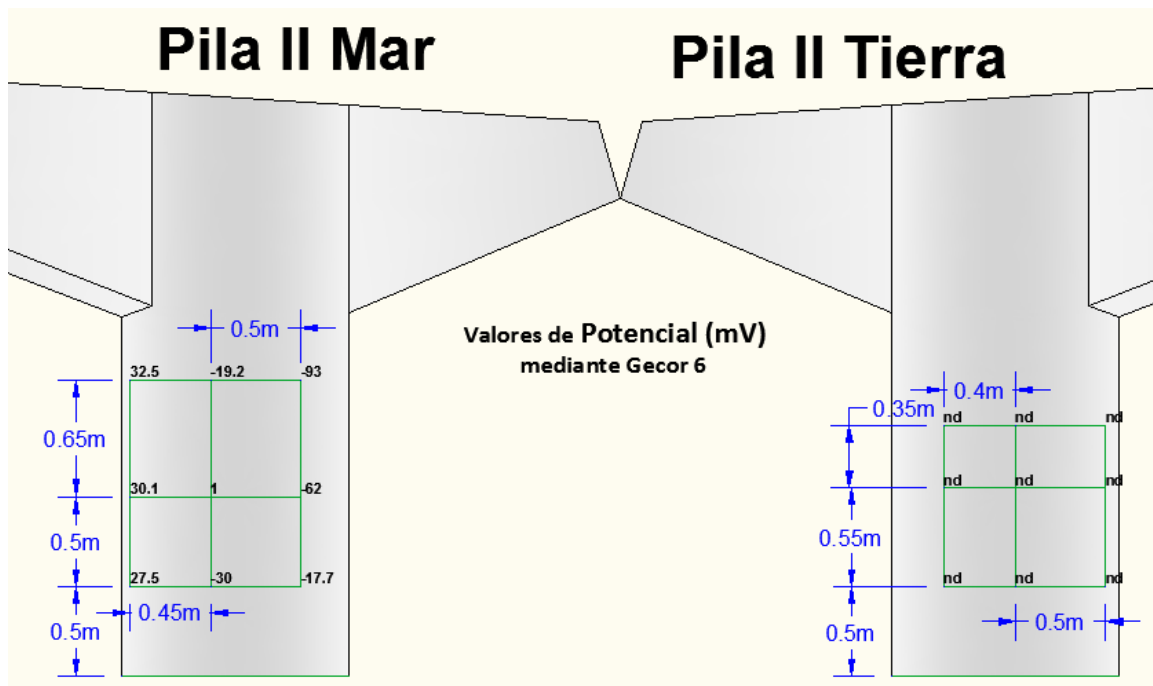


Figura 41. Potencial de corrosión en la Pila II.



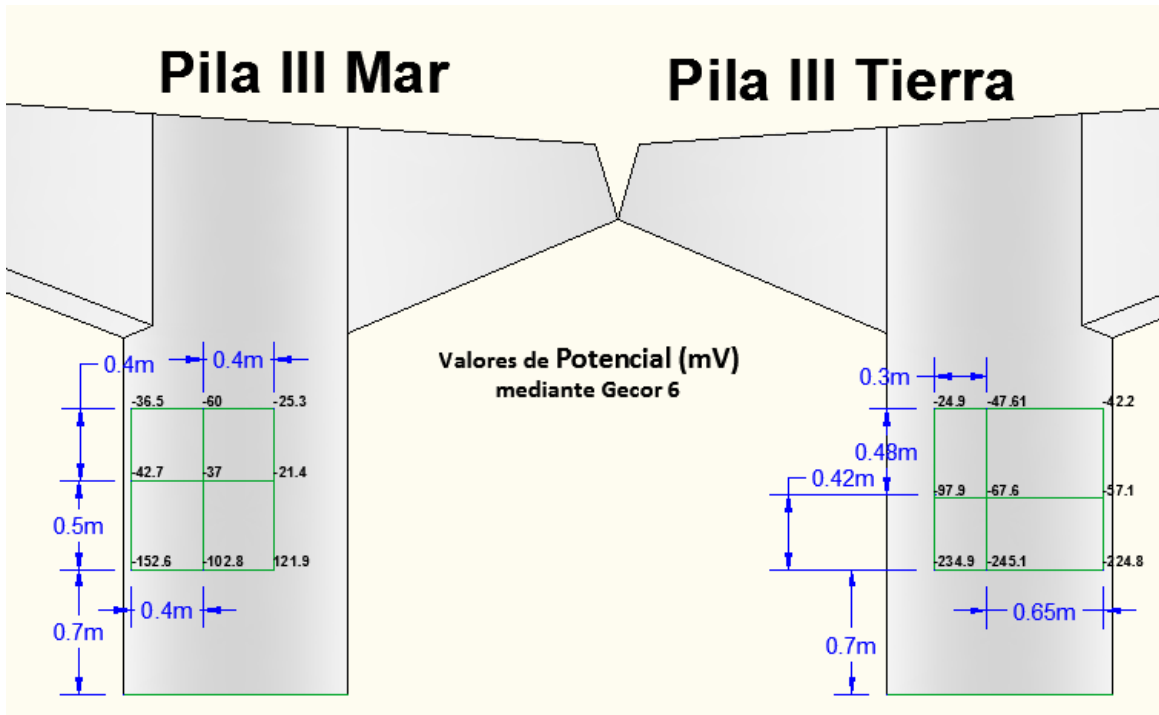


Figura 42. Potencial de corrosión en la Pila III.

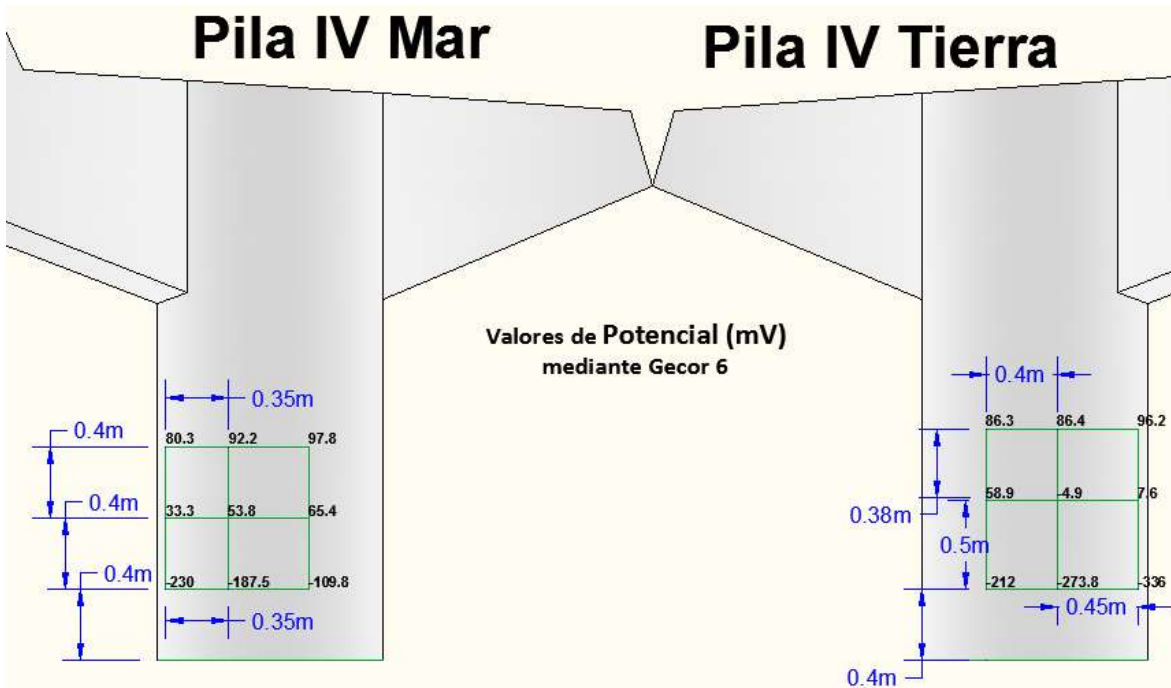


Figura 43. Potencial de corrosión en la Pila IV.





Figura 44. Potencial de corrosión en el Estribo 2.

Tabla 22. Clasificación del acero de acuerdo al electrodo Cu/CuSO4 [15].

Condición	Potencial (mV)	Observación	Riesgo de daño
Estado pasivo	+200 a -200	Ausencia de Cl ⁻ pH>12.5 H ₂ O (HR alta)	Despreciable
Corrosión localizada	-200 a -600	Cl ⁻ , O ₂ , H ₂ O (HR alta)	Alto
Corrosión uniforme	-150 a -600	Carbonato Cl ⁻ , H ₂ O (HR alta)	Moderado Alto
	+200 a -150	Carbonato O ₂ , Seco, (HR baja)	Bajo
	-400 a -600	Cl ⁻ Elevado, H ₂ O o carbonatado H ₂ O, (HR alta)	Alto
Corrosión uniforme	<-600	Cl ⁻ , H ₂ O (alta) (sin O ₂)	Despreciable

De acuerdo a los resultados encontrados y comparándolos con la Tabla 22, se observa que el acero se encuentra en estado pasivo en la mayoría de los análisis puntuales que se realizaron, sin embargo en la Pila III y IV presentan puntos con condiciones de corrosión uniforme de riesgo moderado. Por otro lado de acuerdo con la norma ASTM-C-876-09, la mayoría de los resultados se encuentran con baja probabilidad de corrosión mientras que algunos puntos de la Pila III y IV presentan incierta probabilidad de corrosión. Cabe señalar que los puntos más críticos de la estructuras en general, son aquellos que se encuentran más cercanos a la superficie del terreno.

En la Figura 45, 46, 47, 48, 49 y 50 se muestran los resultados de Resistividad eléctrica [15] y en la Tabla 23 los criterios que establecen la clasificación del concreto.



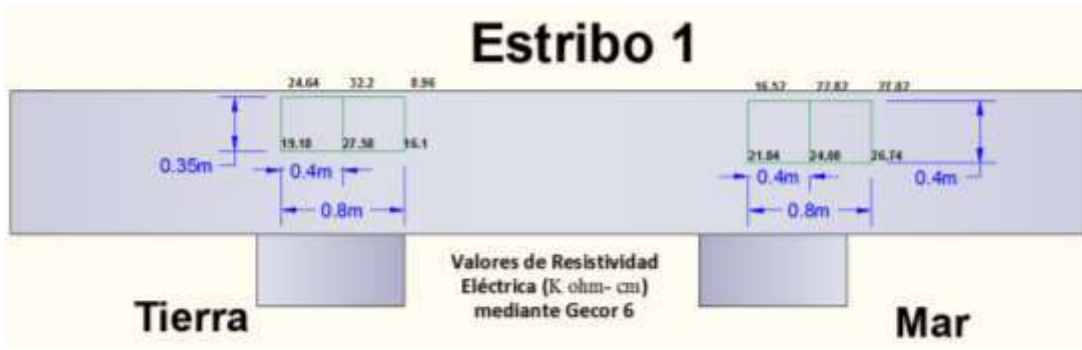


Figura 45. Resistividad eléctrica en el Estribo 1.

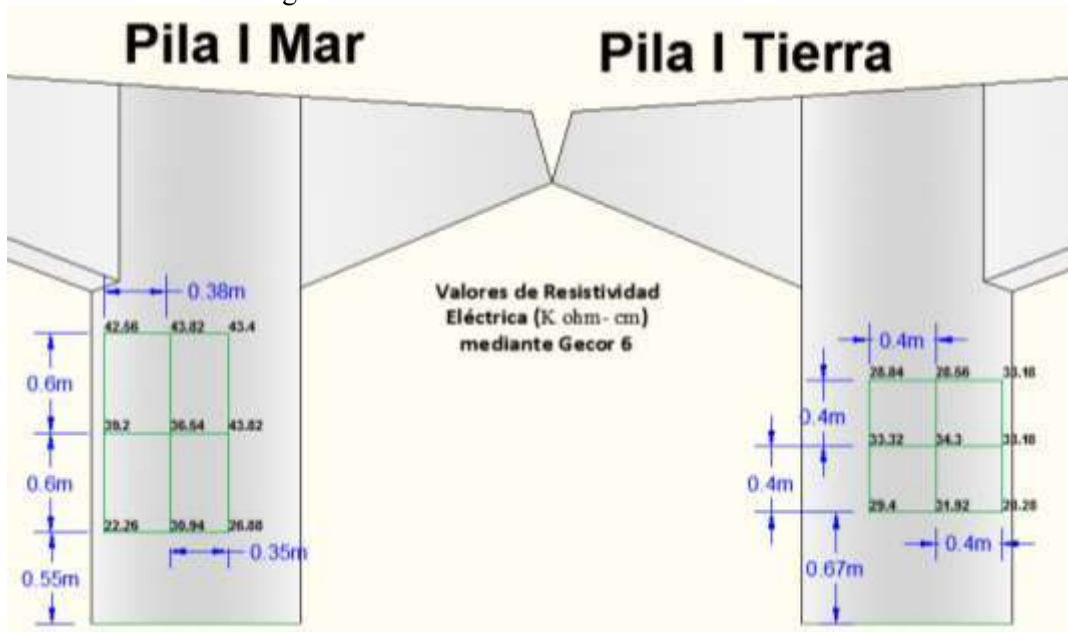


Figura 46. Resistividad eléctrica en la Pila I.

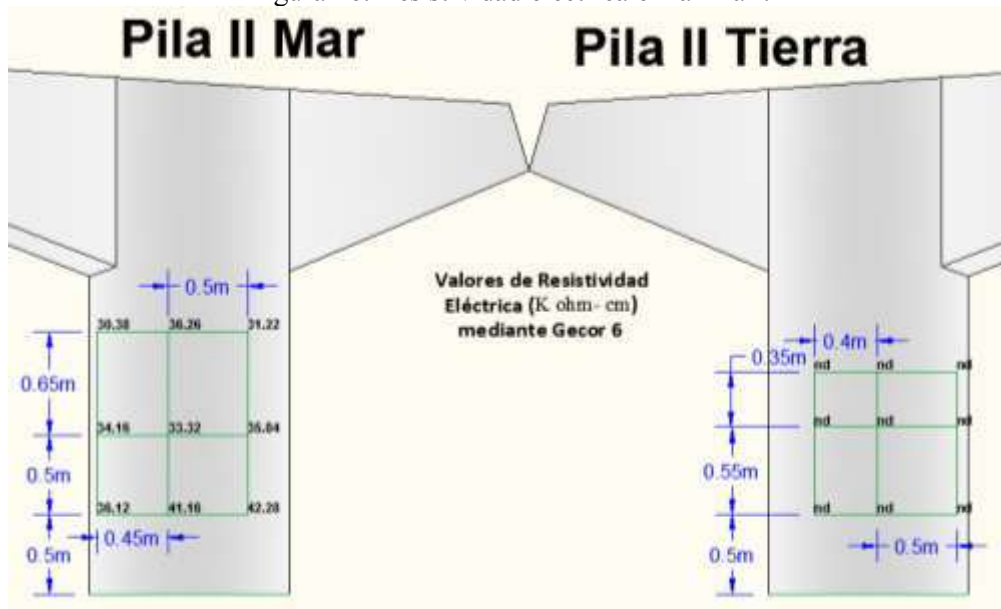


Figura 47. Resistividad eléctrica en la Pila II.



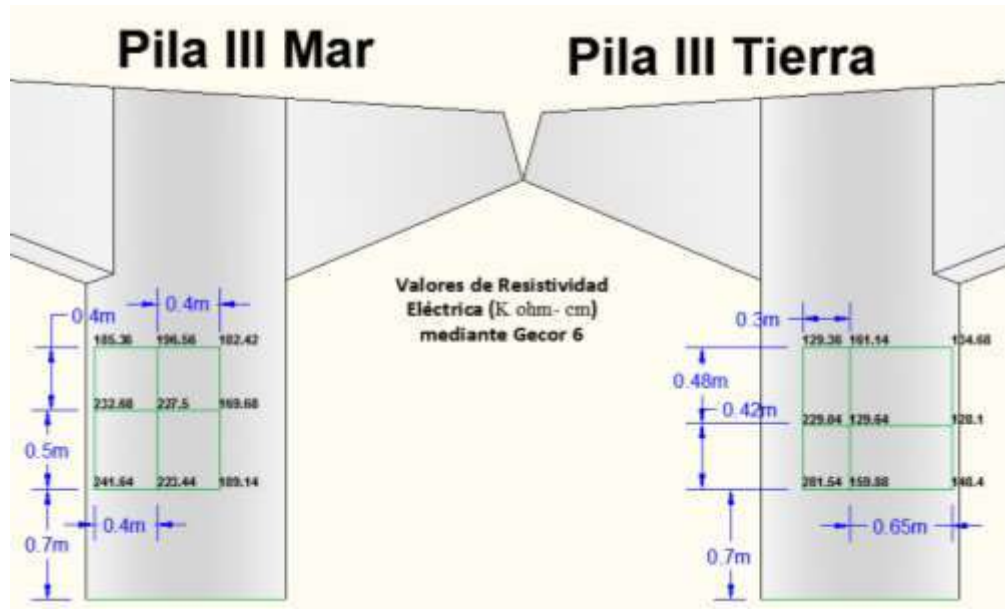


Figura 48. Resistividad eléctrica en la pila III.

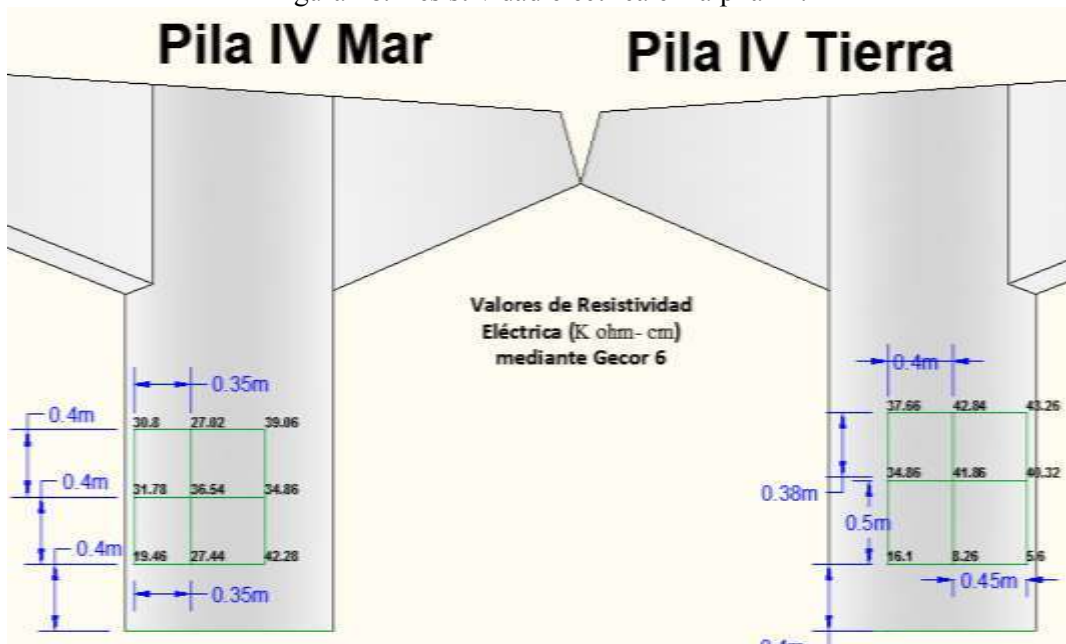


Figura 49. Resistividad eléctrica en la Pila IV.



Figura 50. Resistividad eléctrica en el Estribo 2.





Tabla 23. Clasificación del concreto [15].

Riesgo de corrosión	
$\rho > 200 \text{ K ohm-cm}$	Poco riesgo
$200 > \rho > 10 \text{ K ohm-cm}$	Riesgo moderado
$\rho < 10 \text{ K ohm-cm}$	Alto riesgo

De acuerdo con los resultados obtenidos se observa que la mayoría de los puntos analizados de pilas y estribos, se encuentran en la clasificación de riesgo moderado de acuerdo con la Tabla 23, sin embargo la Pila IV presenta valores que la clasifican en riesgo de corrosión de moderado a alto mientras que la Pila III presenta el mejor comportamiento, de acuerdo a los puntos analizados. Sin embargo del total de puntos analizados, ninguno presento resultados de poco riesgo.

VI.1.4. Homogeneidad del concreto mediante el esclerómetro.

En la Tabla 24, Grafica 4 y Grafica 5 se presentan los resultados de los ensayos de índice esclerómetro, los cuales indican la homogeneidad del concreto de acuerdo a la uniformidad superficial [25,26]. Además este índice se puede relacionar de manera aproximada con la resistencia del concreto.

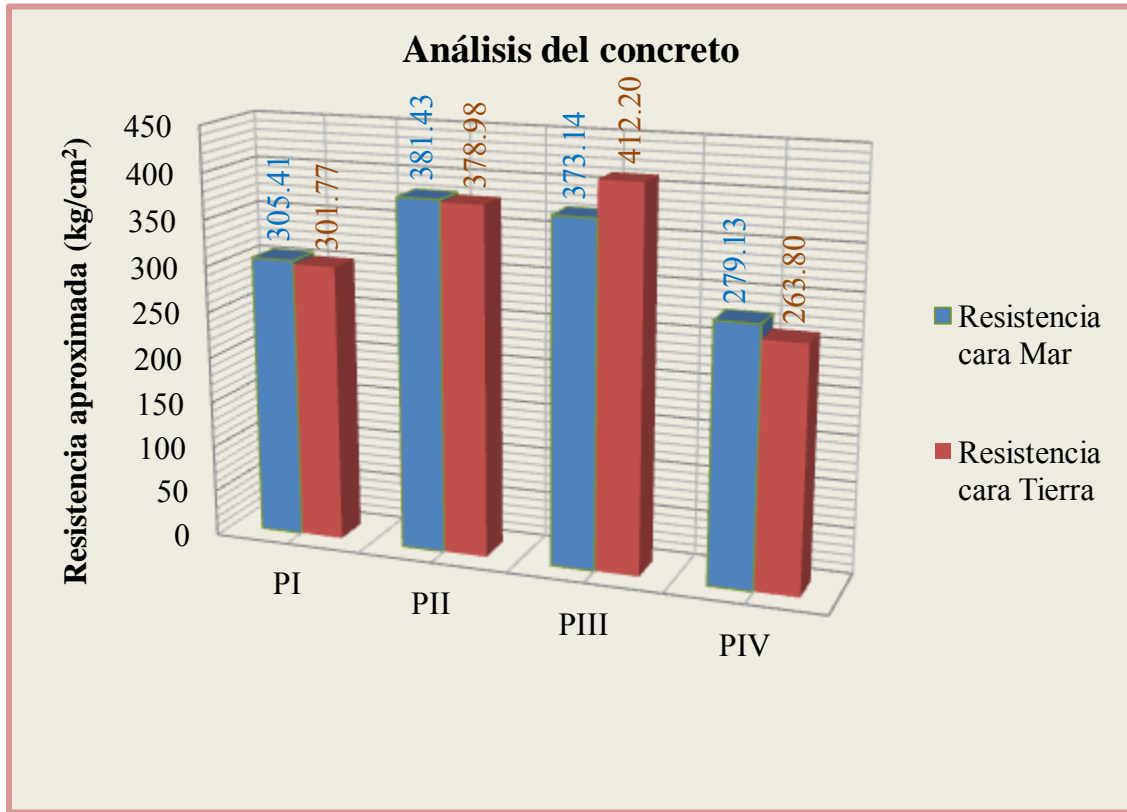
Tabla 24. Resistencia aproximada mediante el Martillo Schmidt.

Homogeneidad del concreto				
Elemento	Zona	Frente	Rebote	Resistencia (kg/cm^2)
E1	E1-2B	Eje	54.86	489.95
PI	PI-2	Mar	45.35	305.41
PI	PI-4	Tierra	45.00	301.77
PII	PII-1	Mar	51.85	381.43
PII	PII-4	Tierra	51.70	378.98
PIII	PIII-1	Mar	51.20	373.14
PIII	PIII-4	Tierra	54.55	412.20
PIV	PIV-1B	Mar	42.90	279.13
PIV	PIV-4	Tierra	41.55	263.80
E2	E2-1B	Eje	50.30	363.30





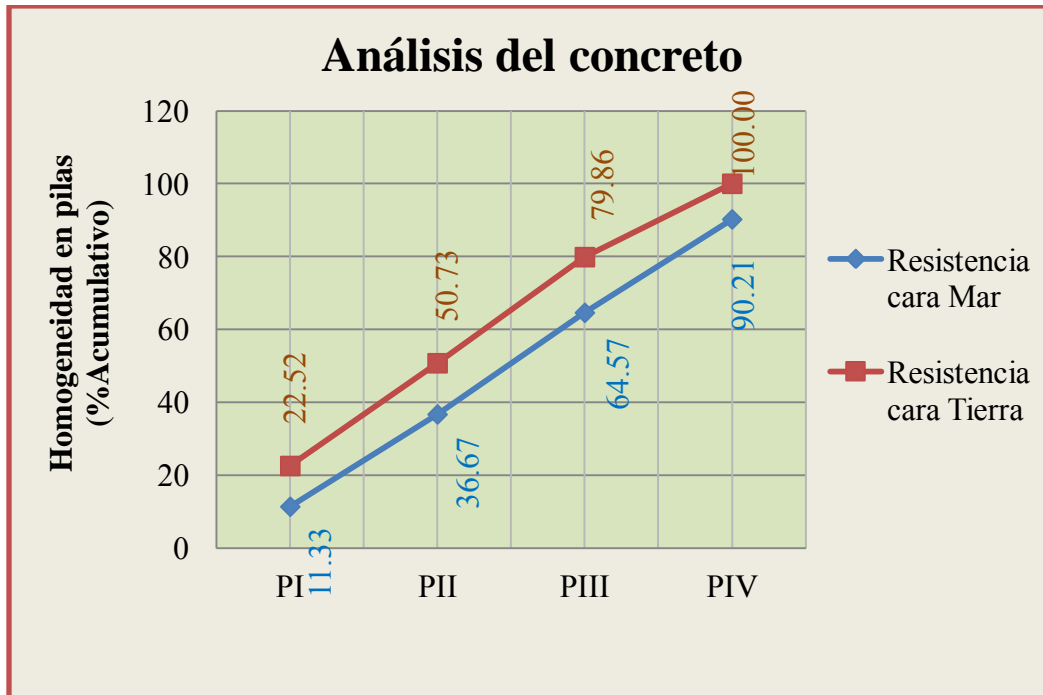
Sin embargo estos resultados no son confiables debido al espesor de la capa carbonatada, es por ello que estos resultados solo indican la uniformidad superficial del concreto.



Grafica 4. Comparación de la resistencia aproximada de las pilas frente a Mar y a Tierra.

De acuerdo con los resultados obtenidos se observa que todos los elementos de concreto analizados presentan resistencias mayores a la resistencia de proyecto ($f'c=250\text{kg/cm}^2$), presentando la mayor resistencia el estribo 1 de acuerdo a la Tabla 24, sin embargo se aprecia claramente en la Grafica 4 que la Pila III presenta la mayor resistencia en comparación con las otras 3 pilas, mientras que la Pila IV presenta la menor resistencia. Además al comparar la cara Mar con respecto a la cara Tierra de cada pila, se observa que no existe gran diferencia entre los resultados, por lo que el concreto se clasifica como homogéneo, es decir, el colado se realizado de manera continua y el concreto utilizado para cada uno de los elementos presentaba las mismas propiedades.





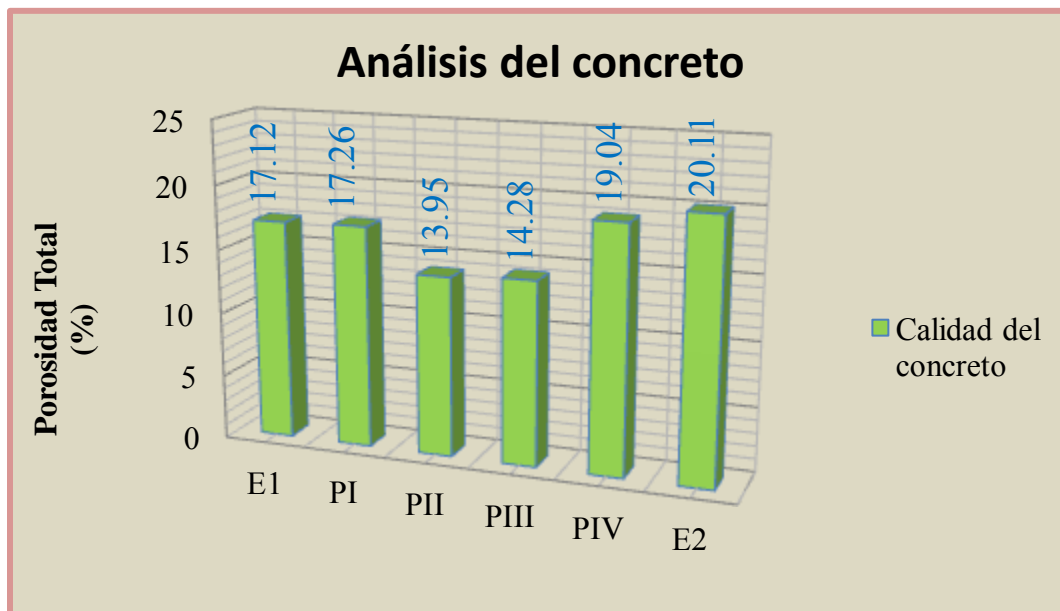
Grafica 5. Homogeneidad del concreto de las pilas.

De acuerdo a los resultados presentados en la Grafica 5, se verifica que el concreto es homogéneo, como ya se había determinado con ayuda de la Grafica 4.

VI.2. Resultados obtenidos en el laboratorio.

VI.2.1. Porosidad del Concreto (Fagerlund).

En la Grafica 6 se muestran los resultados obtenidos de porosidad del concreto [15,34] y en la Tabla 25 el criterio empleado para establecer el riesgo por corrosión.



Grafica 6. Porosidad del concreto.





Tabla 25. Porosidad del concreto [15].

% Porosidad	Calidad del concreto
≤10%	Concreto de buena calidad y compacidad
10%-15%	Concreto de moderada calidad
>15%	Concreto de durabilidad inadecuada

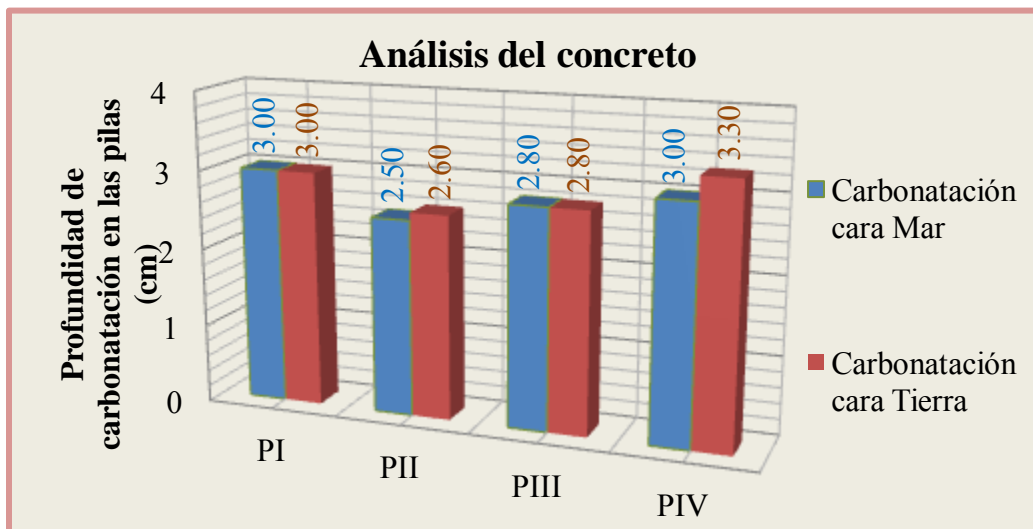
De acuerdo con los resultados obtenidos, se observa que las Pilas II y III presentan un concreto de moderada calidad, sin embargo en los demás especímenes el concreto se clasifica como de durabilidad inadecuada, de acuerdo a los criterios de la Tabla 25. Presentando las características mas desfavorables la Pila IV y el Estribo 2.

VI.2.2. Profundidad de carbonatación del concreto mediante análisis químico (Fenolftaleína).

En la Tabla 26 y Grafica 7 se muestran los resultados de carbonatación [15,28] del concreto de las pilas y estribos del puente El Teolán.

Tabla 26. Profundidad de carbonatación del concreto.

Elemento	Zona	Frente	Profundidad de carbonatación (cm)
E1	E1-2B	Eje	3.5
PI	PI-2	Mar	3.0
PI	PI-4	Tierra	3.0
PII	PII-1	Mar	2.5
PII	PII-4	Tierra	2.6
PIII	PIII-1	Mar	2.8
PIII	PIII-4	Tierra	2.8
PIV	PIV-1B	Mar	3.0
PIV	PIV-4	Tierra	3.3
E2	E2-1B	Eje	1.1



Grafica 7. Profundidad de carbonatación en las pilas.





De acuerdo con los resultados presentados se aprecia que la penetración del CO₂ al concreto es alta, ya que en el Estribo 1 ha alcanzado la profundidad de 3.5cm y en la Pila IV la profundidad de 3.3cm mientras que los demás elementos presentan penetraciones de carbonatación un poco menores. Además se observa que no existe gran diferencia entre la penetración de los iones de CO₂ en la cara Mar y la cara tierra, debido a la homogeneidad del concreto. Sin embargo la cara Tierra de cada pila presenta igual o mayor profundidad carbonatada respecto a la cara Mar.

VI.2.3. Porcentaje de iones Cl⁻ en el concreto.

En la Tabla 27 se muestran los resultados de % de iones cloruro, los cuales se obtuvieron mediante el método volumétrico de vía húmeda [15,29], sin embargo para su mejor comprensión se presentan las Graficas 8, 9, 10, 11, 12 y 13 respecto a estribos y pilas.

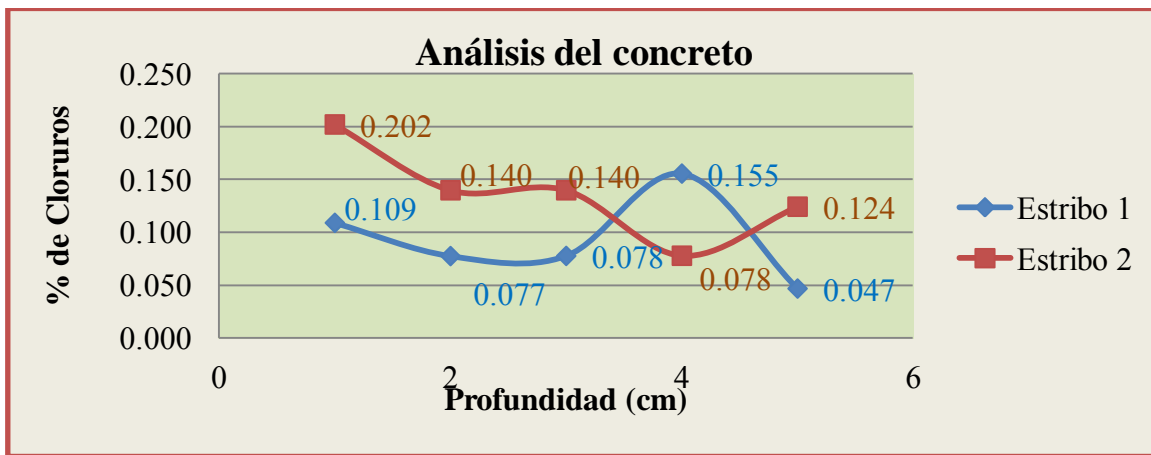
Tabla 27. Resultados de porcentaje de cloruros.

Elemento	Muestra (Zona)	Frente	Profundidad cm	Masa (g)	VAgNO ₃	MAgNO ₃	V2 (cm ³)	V1 (cm ³)	%Cl
Pila IV	IV-3-1	Tierra	1	1.001	10.000	0.050	11.400	11.000	0.062
	IV-3-2	Tierra	2	1.000	10.000	0.050	11.400	10.900	0.078
	IV-3-3	Tierra	3	1.000	10.000	0.050	11.400	11.200	0.031
	IV-3-4	Tierra	4	1.000	10.000	0.050	11.400	11.300	0.016
	IV-3-5	Tierra	5	1.000	10.000	0.050	11.400	11.200	0.031
	IV-IA-1	Mar	1	1.001	10.000	0.050	11.400	11.000	0.062
	IV-IA-2	Mar	2	1.000	10.000	0.050	11.400	11.100	0.047
	IV-IA-3	Mar	3	1.000	10.000	0.050	11.400	11.000	0.062
	IV-IA-4	Mar	4	1.001	10.000	0.050	11.400	10.800	0.093
	IV-IA-5	Mar	5	1.001	10.000	0.050	11.400	10.500	0.140
Pila III	III-3-1	Tierra	1	1.000	10.000	0.050	11.400	11.000	0.062
	III-3-2	Tierra	2	1.001	10.000	0.050	11.400	11.000	0.062
	III-3-3	Tierra	3	1.000	10.000	0.050	11.400	11.000	0.062
	III-3-4	Tierra	4	1.000	10.000	0.050	11.400	10.900	0.078
	III-3-5	Tierra	5	1.001	10.000	0.050	11.400	11.200	0.031
	III-2-1	Mar	1	1.000	10.000	0.050	11.400	10.900	0.078
	III-2-2	Mar	2	1.000	10.000	0.050	11.400	10.000	0.218
	III-2-3	Mar	3	1.000	10.000	0.050	11.400	10.300	0.171
	III-2-4	Mar	4	1.000	10.000	0.050	11.400	10.100	0.202
	III-2-5	Mar	5	1.001	10.000	0.050	11.400	10.500	0.140
Pila II	II-3-1	Tierra	1	1.001	10.000	0.050	11.400	10.300	0.171
	II-3-2	Tierra	2	1.001	10.000	0.050	11.400	9.900	0.233



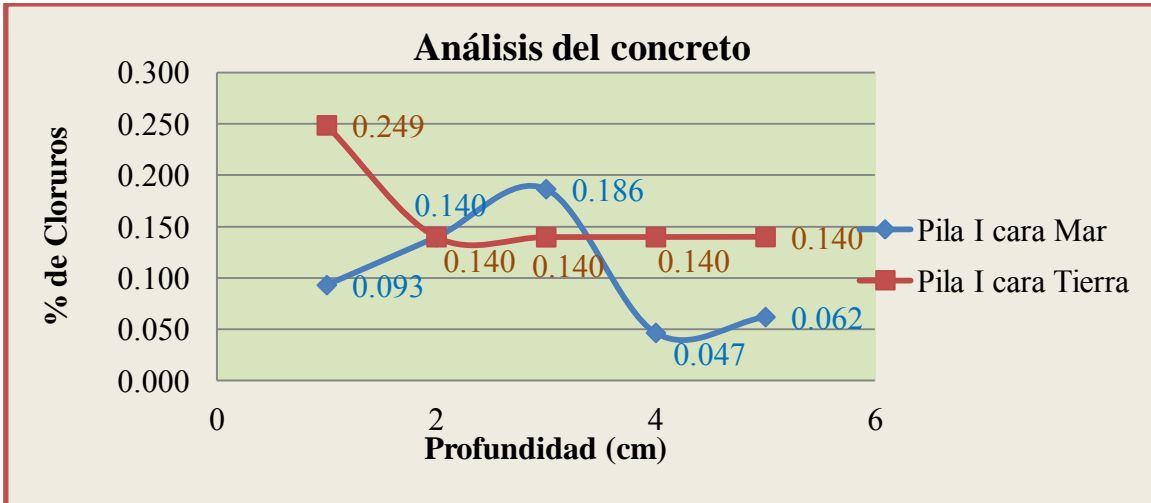


	II-3-3	Tierra	3	1.001	10.000	0.050	11.400	10.800	0.093
	II-3-4	Tierra	4	1.000	10.000	0.050	11.400	10.900	0.078
	II-3-5	Tierra	5	1.001	10.000	0.050	11.400	10.900	0.078
	II-2-1	Mar	1	1.001	10.000	0.050	11.400	10.500	0.140
	II-2-2	Mar	2	1.001	10.000	0.050	11.400	10.400	0.155
	II-2-3	Mar	3	1.001	10.000	0.050	11.400	10.400	0.155
	II-2-4	Mar	4	1.001	10.000	0.050	11.400	11.200	0.031
	II-2-5	Mar	5	1.000	10.000	0.050	11.400	10.700	0.109
Pila I	I-3-1	Tierra	1	1.001	10.000	0.050	11.400	9.800	0.249
	I-3-2	Tierra	2	1.001	10.000	0.050	11.400	10.500	0.140
	I-3-3	Tierra	3	1.002	10.000	0.050	11.400	10.500	0.140
	I-3-4	Tierra	4	1.001	10.000	0.050	11.400	10.500	0.140
	I-3-5	Tierra	5	1.000	10.000	0.050	11.400	10.500	0.140
	I-1-1	Mar	1	1.002	10.000	0.050	11.400	10.800	0.093
	I-1-2	Mar	2	1.002	10.000	0.050	11.400	10.500	0.140
	I-1-3	Mar	3	1.001	10.000	0.050	11.400	10.200	0.186
	I-1-4	Mar	4	1.000	10.000	0.050	11.400	11.100	0.047
	I-1-5	Mar	5	1.002	10.000	0.050	11.400	11.000	0.062
Estribo 2	E2-1A-1	Eje	1	1.002	10.000	0.050	11.400	10.100	0.202
	E2-1A-2	Eje	2	1.002	10.000	0.050	11.400	10.500	0.140
	E2-1A-3	Eje	3	1.002	10.000	0.050	11.400	10.500	0.140
	E2-1A-4	Eje	4	1.001	10.000	0.050	11.400	10.900	0.078
	E2-1A-5	Eje	5	1.003	10.000	0.050	11.400	10.600	0.124
Estribo 1	E1-1B-1	Eje	1	1.001	10.000	0.050	11.400	10.700	0.109
	E1-1B-2	Eje	2	1.005	10.000	0.050	11.400	10.900	0.077
	E1-1B-3	Eje	3	1.003	10.000	0.050	11.400	10.900	0.078
	E1-1B-4	Eje	4	1.001	10.000	0.050	11.400	10.400	0.155
	E1-1B-5	Eje	5	1.000	10.000	0.050	11.400	11.100	0.047

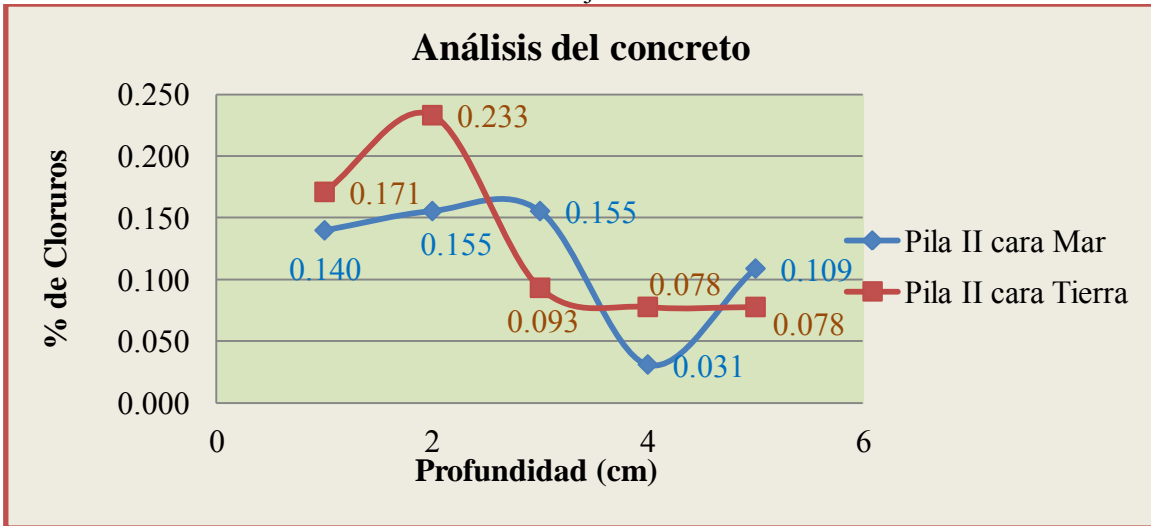


Grafica 8. Porcentaje de cloruros Estribo 1 y 2.

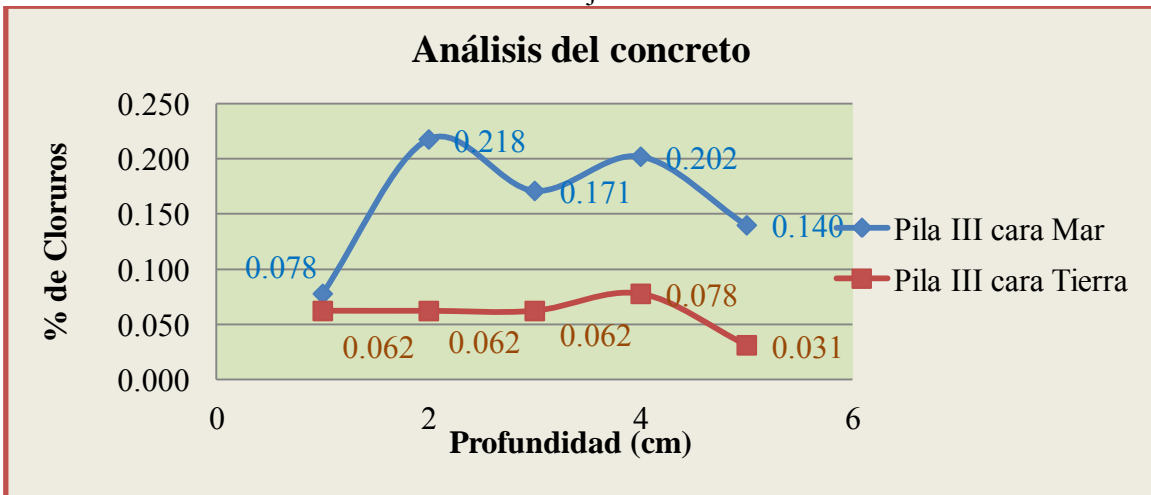




Grafica 9. Porcentaje de cloruros Pila I.

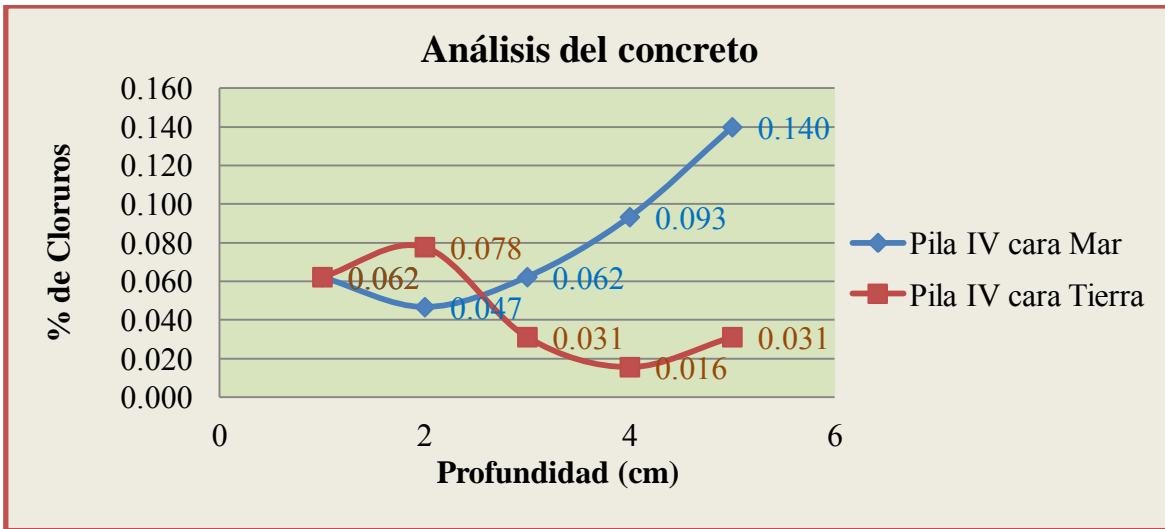


Grafica 10. Porcentaje de cloruros Pila II.



Grafica 11. Porcentaje de cloruros Pila III.





Gráfica 12. Porcentaje de cloruros Pila IV.

De acuerdo con los resultados obtenidos en la Tabla 27 y a la representación de las Gráficas 8 a la 13, se observa que todos los elementos analizados presentan un %Cl⁻ menor al límite establecido de 0.4% [15], presentando un valor máximo de 0.249% la pila I cara Tierra, sin embargo el análisis de cada gráfica demuestra que la penetración de cloruros es muy variable, lo cual me pone en un dilema; el método de obtención de resultados de %Cl⁻ vía húmeda es inexacto o el agua que se utilizó para la elaboración del concreto de la estructura, contenía un porcentaje de cloruros disueltos que afectan los resultados obtenidos.

VI.2.4. Resultados de resistividad eléctrica.

En la Tabla 28 y en la Gráfica 8 se muestran los resultados de resistividad eléctrica [30] de los especímenes de concreto en estado saturado y en la Tabla 29 el criterio empleado para establecer el riesgo por corrosión.

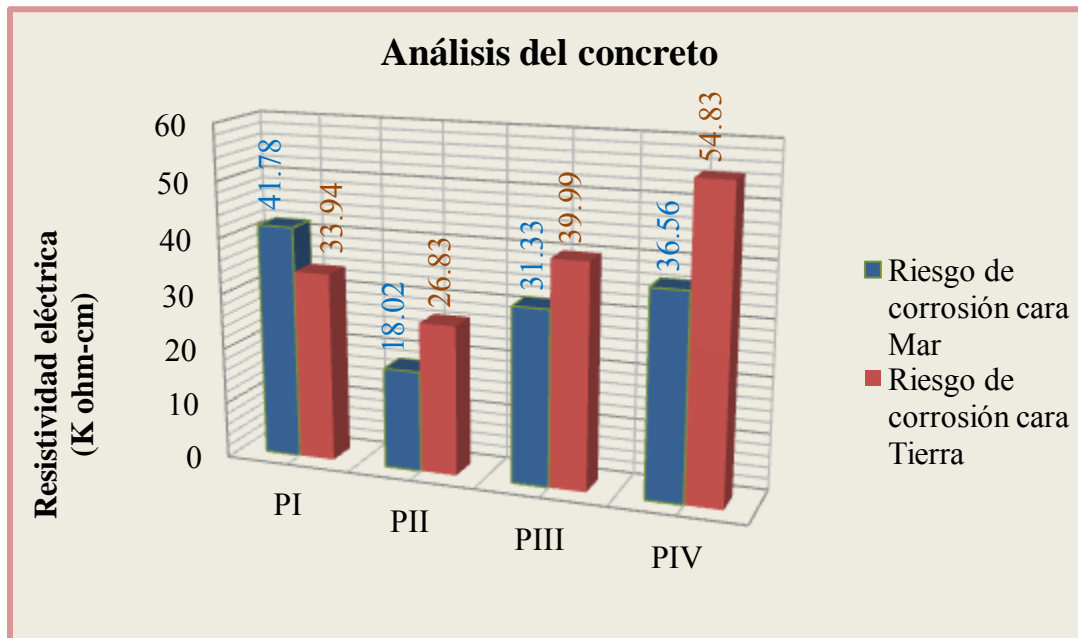
Tabla 28. Resultados de resistencia eléctrica.

Resistividad eléctrica							
Elemento	Zona	Frente	Resistencia eléctrica	Área del cilindro	Longitud promedio	Resistividad	Riesgo a la corrosión
			(ohms)	(m ²)	(m)	(K ohms-cm)	(Comparativo)
E1	E1-1A	Eje	21000	0.003525	0.135	54.83	Riesgo moderado
	E1-2A		9800	0.003525	0.067	51.56	Riesgo moderado
PI	PI-1	Mar	16000	0.003525	0.135	41.78	Riesgo moderado
PI	PI-4	Tierra	13000	0.003525	0.135	33.94	Riesgo moderado
PII	PII-1	Mar	6900	0.003525	0.135	18.02	Riesgo moderado





PII	PII-4	Tierra	5100	0.003525	0.067	26.83	Riesgo moderado
PIII	PIII-1	Mar	12000	0.003525	0.135	31.33	Riesgo moderado
PIII	PIII-4	Tierra	7600	0.003525	0.067	39.99	Riesgo moderado
PIV	PIV-2	Mar	14000	0.003525	0.135	36.56	Riesgo moderado
PIV	PIV-4	Tierra	21000	0.003525	0.135	54.83	Riesgo moderado
E2	E2-1A	Eje	12000	0.003525	0.135	31.33	Riesgo moderado
	E2-2		27000	0.003525	0.135	70.50	Riesgo moderado
PROMEDIO			13783.33	0.003525	0.118	40.96	Riesgo moderado



Grafica 13. Resistividad eléctrica.
Tabla 29. Clasificación del concreto [15].

Riesgo de corrosión	
$\rho > 200$ K ohm- cm	Poco riesgo
$200 > \rho > 10$ K ohm- cm	Riesgo moderado
$\rho < 10$ K ohm- cm	Alto riesgo

De acuerdo a los resultados presentados en la Grafica 13, se observa que el riesgo de corrosión que presenta la estructura es moderado para todos los elementos, presentando la Pila II los valores más desfavorables, mientras que la Pila IV cara Tierra, representa el mejor estado. Sin embargo se observa que existe gran relación entre los resultados obtenidos de cada elemento en ambas caras Mar y Tierra.



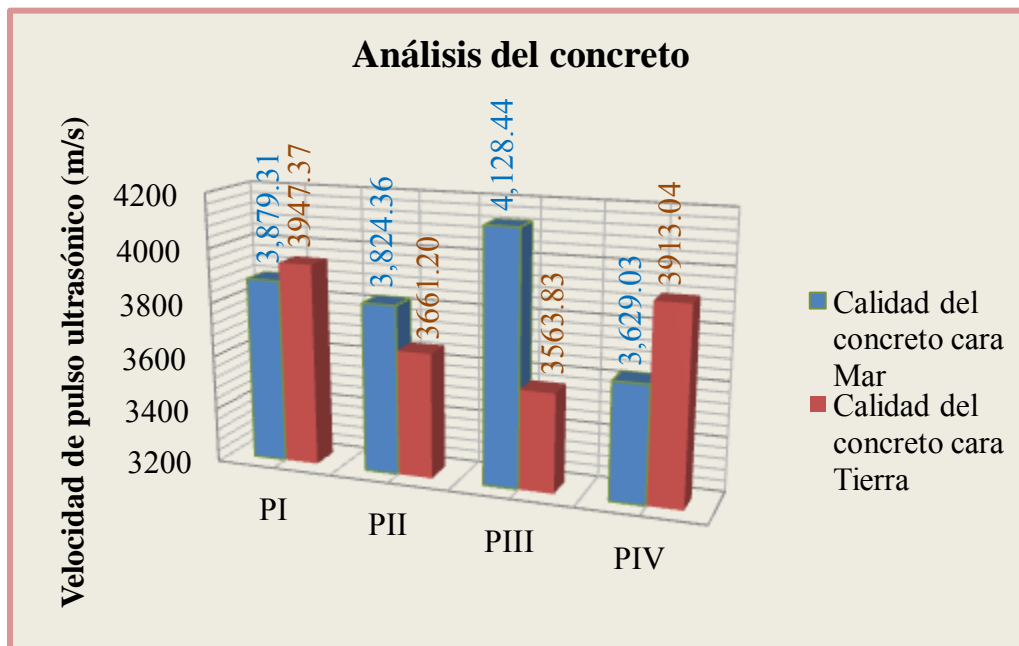


VI.2.5. Resultados de velocidad de pulso ultrasónico.

En la Tabla 30 y Gráfica 14 se muestra la calidad del concreto del puente, mediante velocidad de pulso ultrasónico [31] y en la Tabla 31 los rangos que clasifican la calidad del concreto.

Tabla 30. Velocidad de pulso ultrasónico.

Velocidad de Pulso Ultrasónica						
Elemento	Zona	Frente	Tiempo	Longitud	Longitud ultrasónica	Clasificación del concreto (Comparativo)
			(μ s)	(m)	(m/s)	
E1	E1-1A	Eje	34.70	0.135	3890.49	Bueno
	E1-2A		18.90	0.067	3544.97	Cuestionable
PI	PI-1	Mar	34.80	0.135	3879.31	Bueno
PI	PI-4	Tierra	34.20	0.135	3947.37	Bueno
PII	PII-1	Mar	35.30	0.135	3824.36	Bueno
PII	PII-4	Tierra	18.30	0.067	3661.20	Bueno
PIII	PIII-1	Mar	32.70	0.135	4128.44	Bueno
PIII	PIII-4	Tierra	18.80	0.067	3563.83	Cuestionable
PIV	PIV-2	Mar	37.20	0.135	3629.03	Bueno
PIV	PIV-4	Tierra	34.50	0.135	3913.04	Bueno
E2	E2-1A	Eje	34.60	0.135	3901.73	Bueno
	E2-2		34.10	0.135	3958.94	Bueno
PROMEDIO			30.68	0.118	3820.23	Bueno



Grafica 14. Velocidad de pulso ultrasónico.





Tabla 31. Clasificación del concreto [31]

Velocidad ultrasónica, V (m/s)	Clasificación del concreto
$V > 4\ 575$	Excelente
$4\ 575 > V > 3\ 660$	Bueno
$3\ 660 > V > 3\ 050$	Cuestionable
$3\ 050 > V > 2\ 135$	Pobre
$V < 2\ 135$	Muy pobre

De acuerdo con los resultados obtenidos en la Tabla 30, se observa que la mayoría de los elementos presentan un concreto clasificado como bueno, excepto el Estribo 1 y la Pila III cara Tierra, que se clasifica como cuestionable mientras que en la cara Mar representa el mejor comportamiento. Sin embargo de acuerdo a la Grafica 14, se visualiza que no existe buena relación entre los resultados cara Mar y cara Tierra, por lo que no se podría decir que cara presenta mayor riesgo.

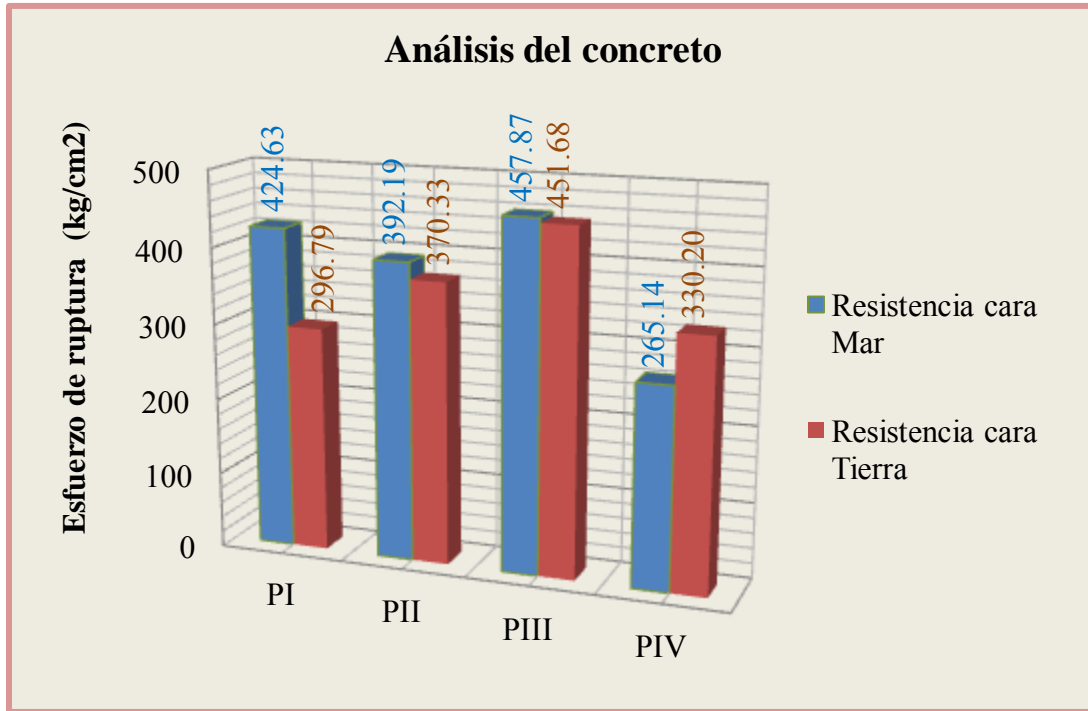
VI.2.6. Esfuerzo de ruptura a compresión simple, f'_c .

En la Tabla 32 se muestra el esfuerzo de ruptura [32,33,41] de los especímenes extraídos de cada pila del puente El Teolán.

Tabla 32. Resistencia del concreto.

Elemento	N° Especímen	Frente	Diámetro	Altura con cabeceo	H/D	Factor de corrección	Área	Carga Máxima	Esfuerzo de ruptura
	Zona						cm	cm	cm ²
E1	E1-1A	Eje	6.97	14.29	2.05	1.00	38.16	11962	313.51
	E1-2A		6.97	7.42	1.06	0.92	38.16	11448	275.36
PI	I-4	Mar	6.97	14.38	2.06	1.00	38.16	16202	424.63
PI	I-1	Tierra	6.97	14.10	2.02	1.00	38.16	11324	296.79
PII	II-1	Mar	6.97	14.14	2.03	1.00	38.16	14964	392.19
PII	II-4	Tierra	6.97	7.29	1.05	0.92	38.16	15434	370.33
PIII	III-1	Mar	6.97	14.02	2.01	1.00	38.16	17470	457.87
PIII	III-4	Tierra	6.97	7.49	1.07	0.92	38.16	18754	451.68
PIV	IV-2	Mar	6.97	13.81	1.98	1.00	38.16	10124	265.14
PIV	IV-2	Tierra	6.97	13.97	2.00	1.00	38.16	12599	330.20
E2	E2-1A	Eje	6.97	13.82	1.98	1.00	38.16	14792	387.41
	E2-2		6.97	14.19	2.04	1.00	38.16	15289	400.70





Grafica 15. Resistencia del concreto.

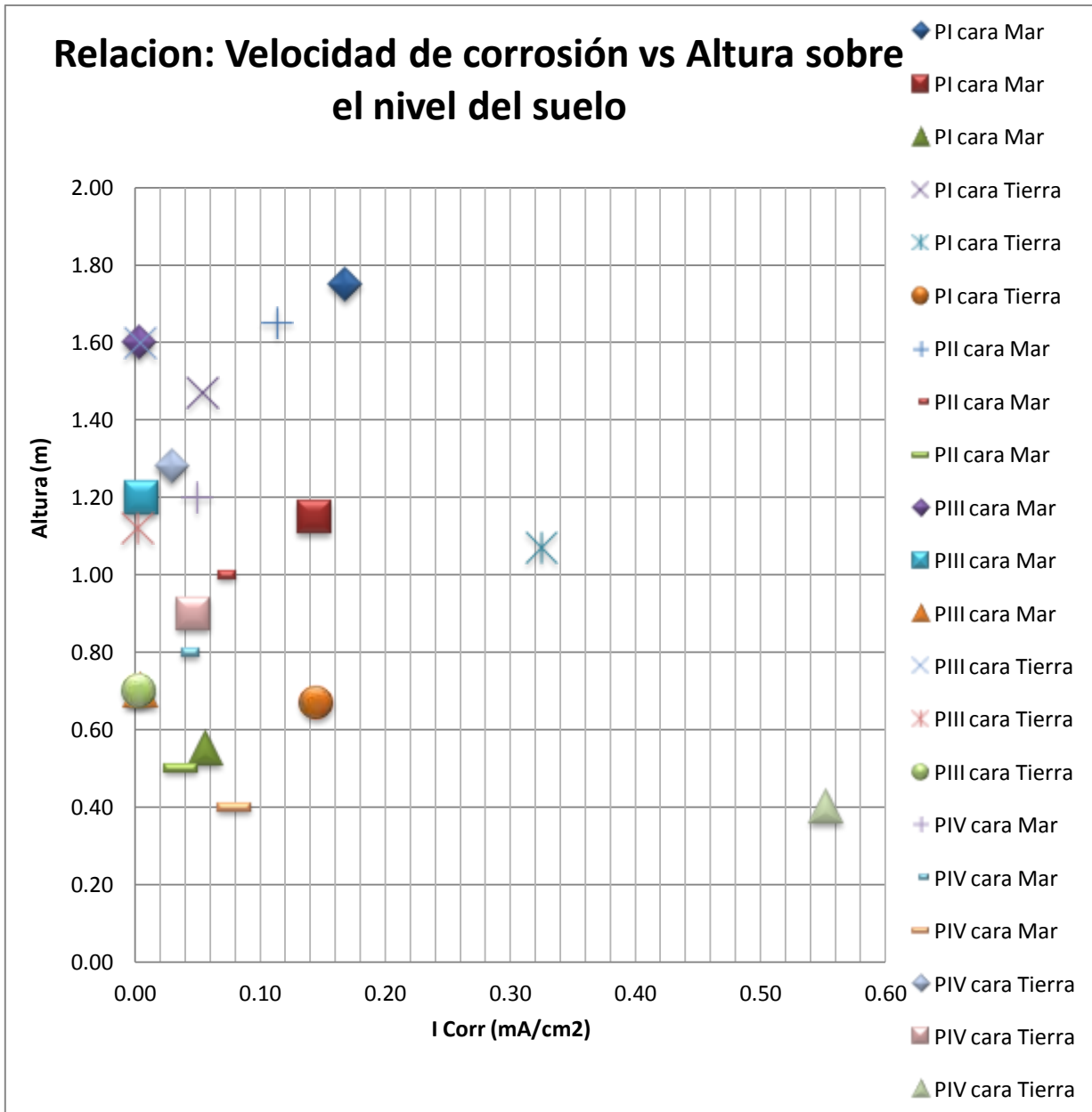
De acuerdo con los resultados obtenidos de la prueba de compresión simple (Tabla 32), se puede observar que todos los elementos de concreto sobrepasan el f'_c de diseño (250kg/cm^2) [2], presentando la menor resistencia la Pila IV cara Mar (265.14 kg/cm^2). Sin embargo al comparar los resultados de la Grafica 15, se observa que la mayoría de los elementos presentan características resistentes muy similares en ambas caras (Mar y Tierra).

VI.3. Relación y comparación de los resultados obtenidos (tablas y graficas).

VI.3.1. Relación: Velocidad de corrosión vs Altura sobre el nivel del suelo.

En la Grafica 16 se muestra la relación que tienen los valores de velocidad de corrosión (Gecor 6), en las pilas de la estructura del puente El Teolán frente al mar y frente a la tierra a diferentes alturas de prueba.





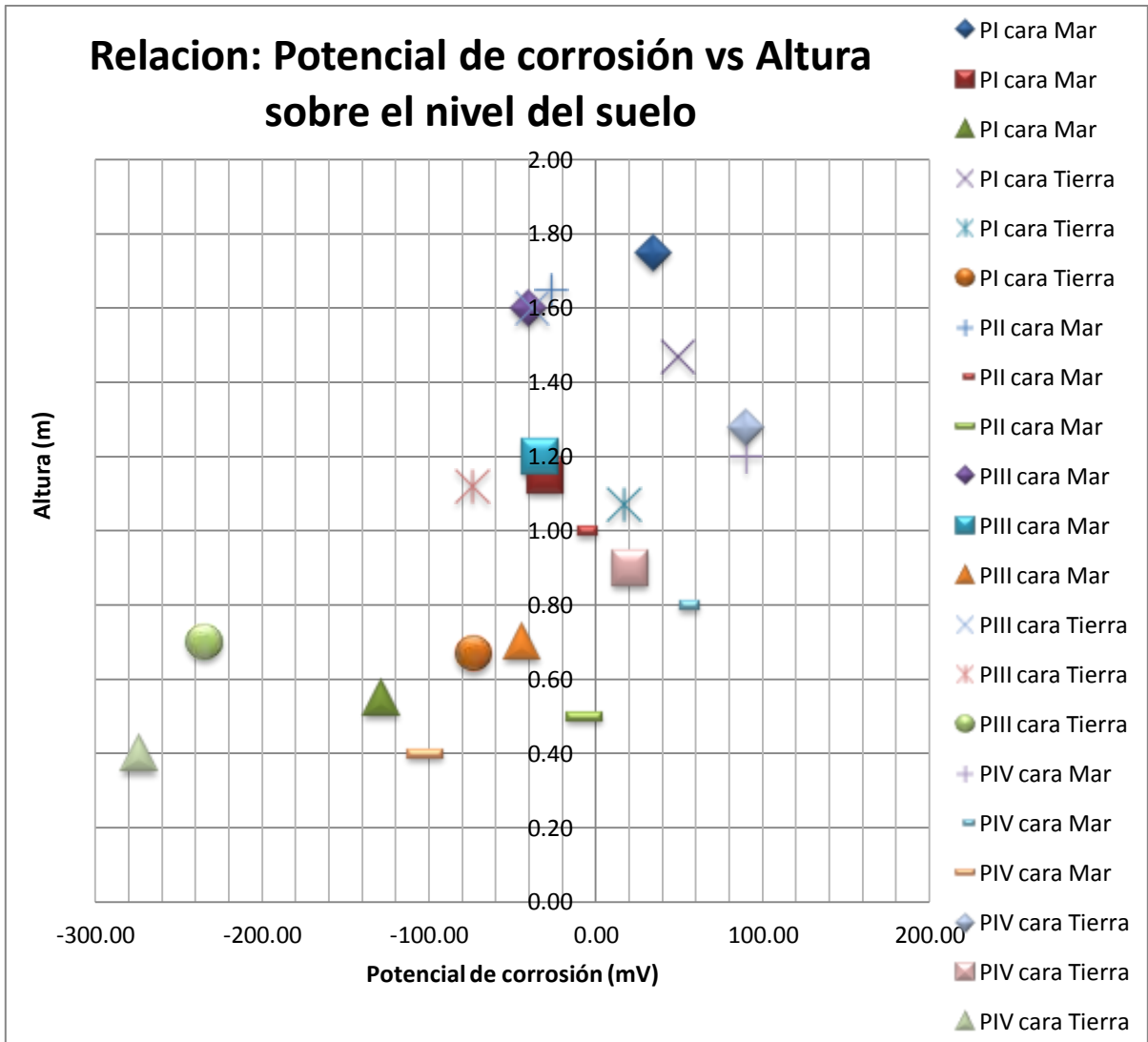
Grafica 16. Relación: Velocidad de corrosión vs Altura de la prueba.

De acuerdo con la relación presentada en la Grafica 16, se observa que la mayoría de las pilas a diferentes alturas ambas caras presentan un nivel de corrosión de despreciable a moderado, sin embargo algunos puntos se localizan en el nivel de corrosión elevada, como es el caso de la Pila IV cara Tierra a 0.40 cm sobre el nivel del suelo.

VI.3.2. Relación: Potencial de corrosión vs Altura sobre el nivel del suelo.

En la Grafica 17 se muestra la relación que tienen los valores de potencial de corrosión (Gecor 6), en las pilas de la estructura del puente El Teolán frente al mar y frente a la tierra a diferentes alturas de prueba.





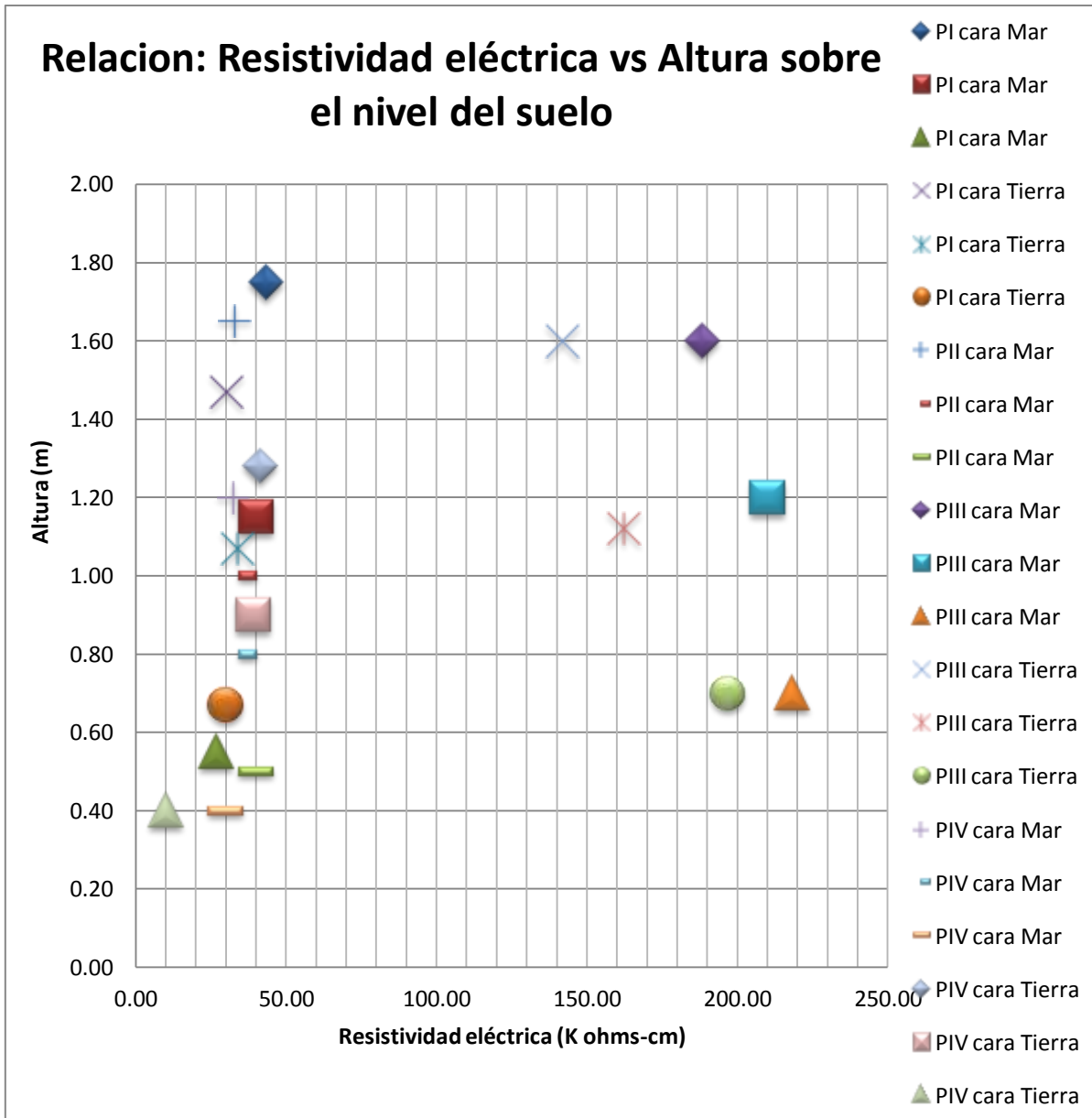
Grafica 17. Relación: Potencial de corrosión vs Altura de la prueba.

De acuerdo con la relación presentada en la Grafica 17, se observa que la mayoría de las pilas a diferentes alturas ambas caras presentan baja probabilidad de corrosión, es decir, la estructura se encuentra pasivada (nivel de corrosión despreciable) o con bajo nivel de corrosión uniforme, sin embargo algunos puntos se localizan en el nivel de corrosión incierta, como es el caso de la Pila IV cara Tierra a 0.40 cm y la Pila III cara Tierra a 0.7 cm, sobre el nivel del suelo.

VI.3.3. Relación: Resistividad eléctrica vs Altura sobre el nivel del suelo.

En la Grafica 18 se muestra la relación que tienen los valores de resistividad eléctrica (Gecor 6), en las pilas de la estructura del puente El Teolán frente al mar y frente a la tierra a diferentes alturas de prueba.





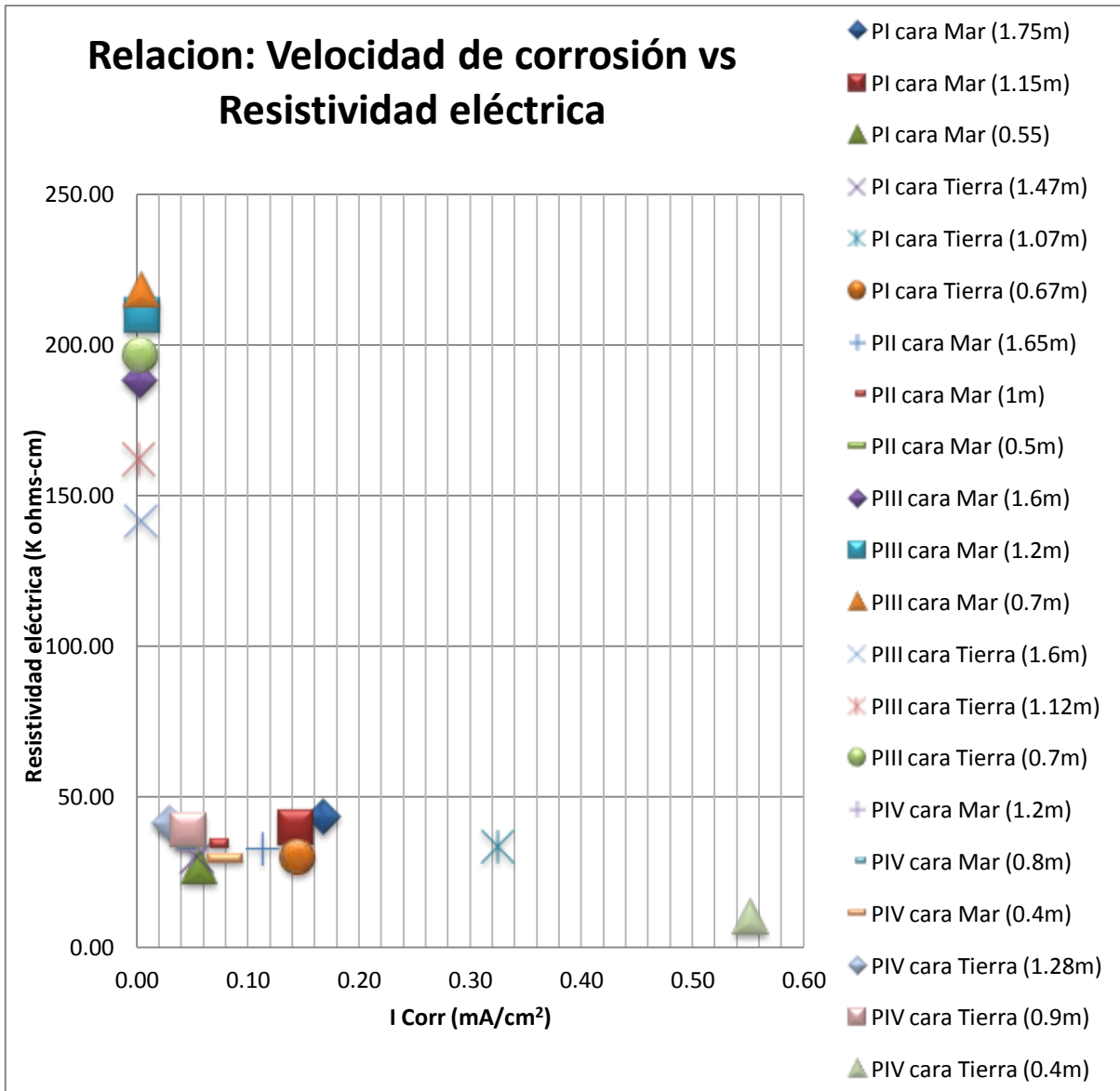
Grafica 18. Relación: Resistividad eléctrica vs Altura de la prueba.

De acuerdo con la relación presentada en la Grafica 18, se observa que la mayoría de las pilas a diferentes alturas ambas caras presentan riesgo moderado de corrosión, presentando el estado más crítico la Pila IV cara Tierra.

VI.3.4. Relación: Velocidad de corrosión vs Resistividad eléctrica.

En la Grafica 19 se muestra la relación que tienen los valores de Velocidad de corrosión vs Resistividad eléctrica, en las pilas de la estructura del puente El Teolán frente al mar y frente a la tierra a diferentes alturas de prueba mediante el equipo Gecor 6.





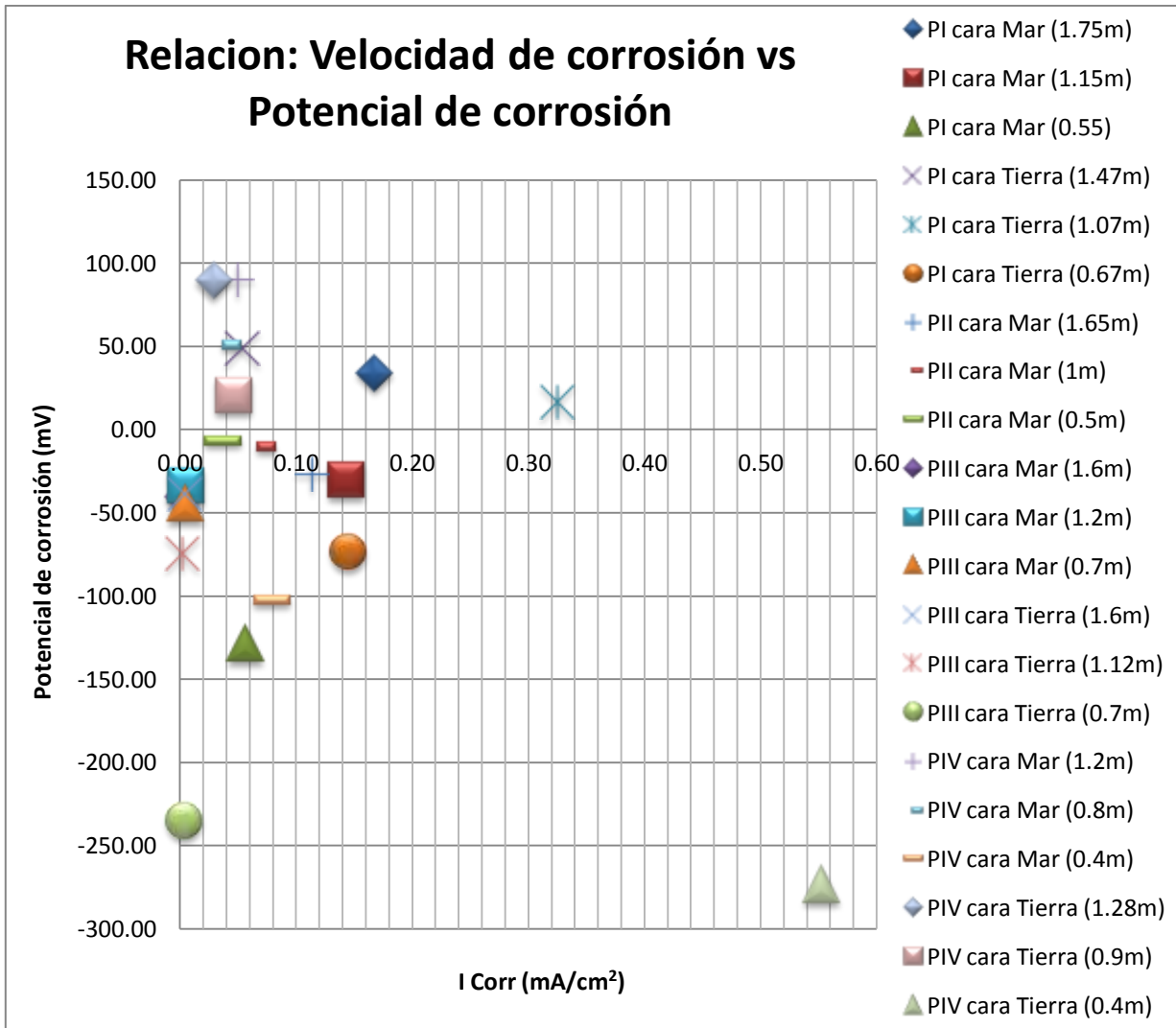
Grafica 19. Relación: Velocidad de corrosión vs Resistividad eléctrica.

En esta relación de datos de Velocidad de corrosión vs Resistividad eléctrica, se observa que entre menor es la velocidad de corrosión mayor es la resistividad eléctrica, es decir, al haber poco riesgo de corrosión el concreto es más resistente y denso, lo cual minimiza la penetración de agentes agresivos y como consecuencia disminuye la velocidad a la cual se podría corroerse el acero.

VI.3.5. Relación: Velocidad de corrosión vs Potencial de corrosión.

En la Grafica 20 se muestra la relación que tienen los valores de Velocidad de corrosión vs Potencial de corrosión, en las pilas de la estructura del puente El Teolán frente al mar y frente a la tierra a diferentes alturas de prueba, mediante Gecor 6.





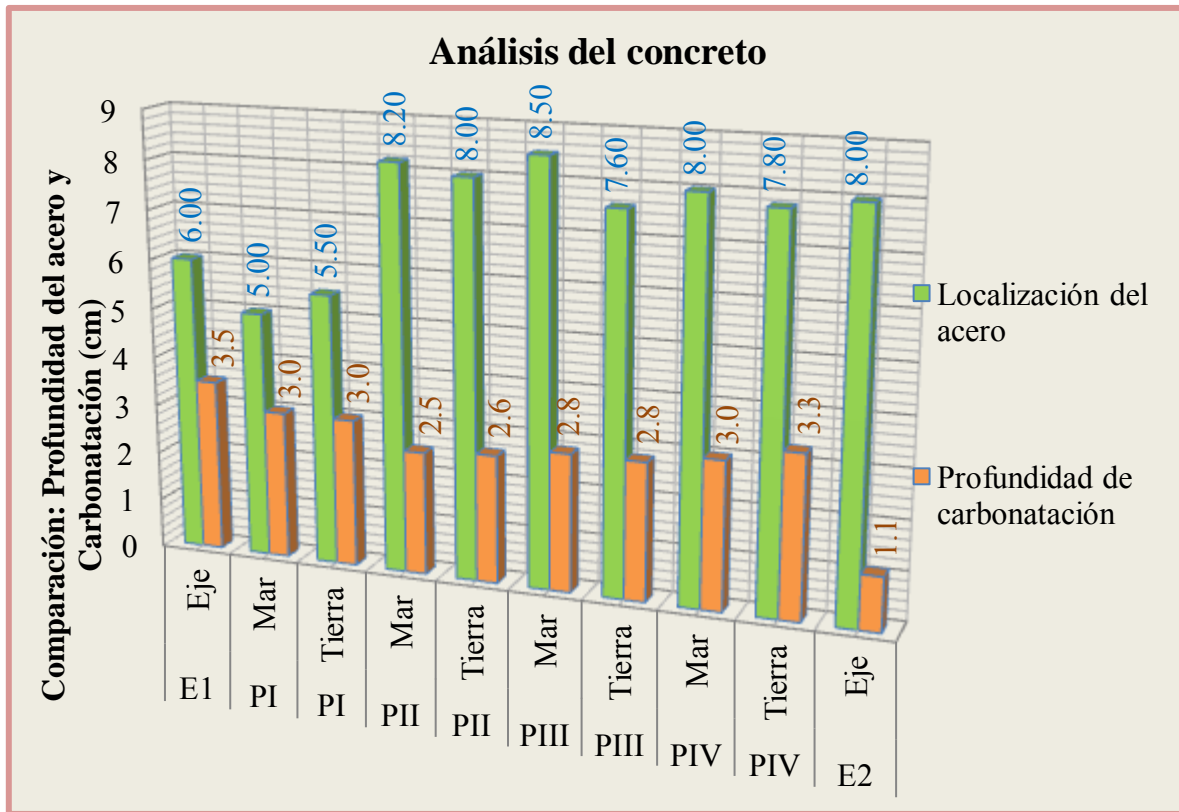
Grafica 20. Relación: Velocidad de corrosión vs Potencial de corrosión.

En esta relación de datos de Velocidad de corrosión vs Potencial de corrosión, se observa que entre menor es la velocidad de corrosión, mayor es el potencial de corrosión, por lo que si el acero estructural se encuentra en estado pasivo teóricamente no existe corrosión en la armadura, o en su defecto, la corrosión presentada conlleva una velocidad muy pequeña, lo cual también coincide con el diagrama de Pourbaix (Grafica 3) donde el concreto aun no ha perdido su alcalinidad y por lo tanto su pH oscila entre 12 y 14.

VI.3.6. Comparación de la profundidad del acero y la profundidad de carbonatación.

En la Grafica 21 se muestra la comparación entre la profundidad a la cual está el acero estructural y el espesor carbonatado del concreto que protege el acero, en estribos y pilas.





Grafica 21. Profundidad carbonatada del concreto que protege el acero.

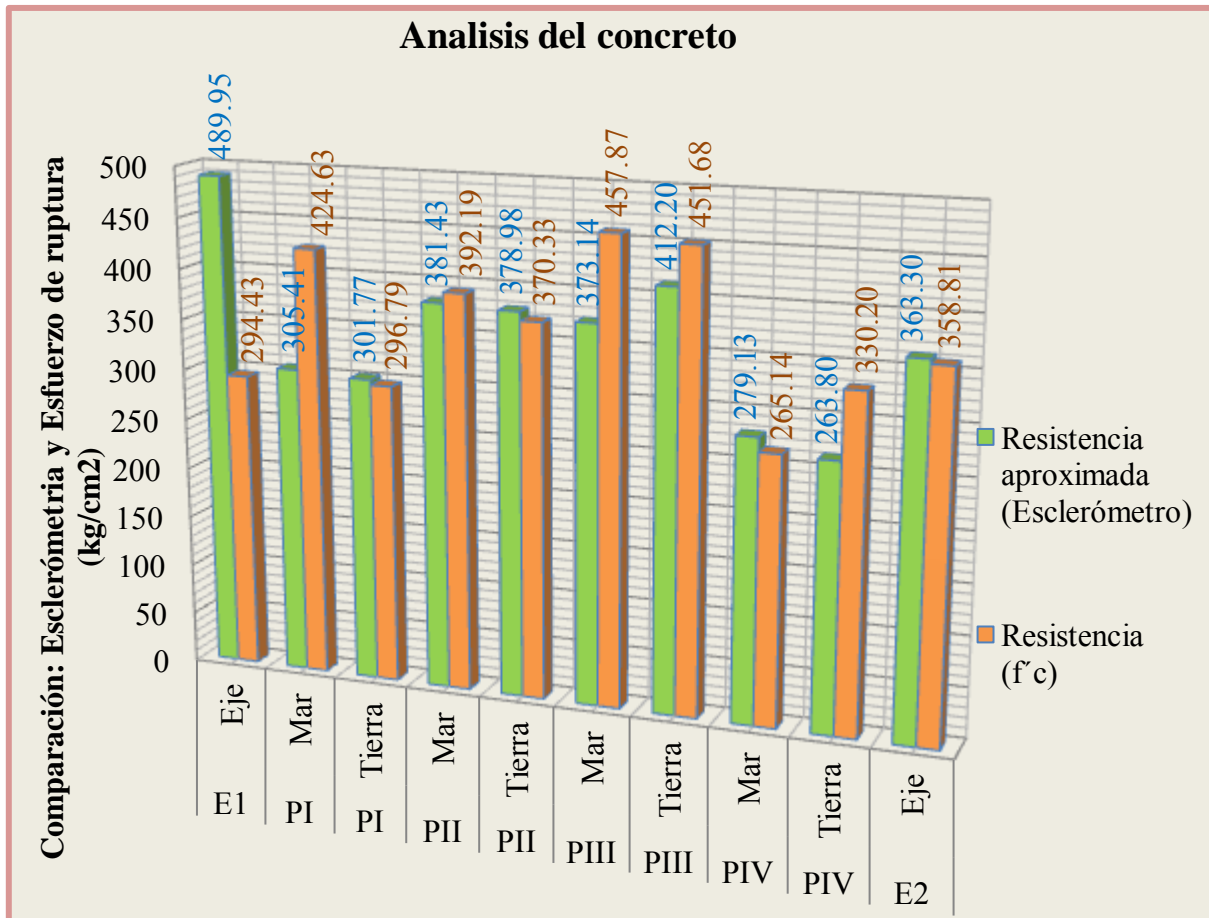
Al comparar los resultados del pacómetro vs profundidad de carbonatación (Grafica 21), se observa que en las pilas y en los estribos el recubrimiento del concreto sobre el acero se encuentra entre 5 y 8.5 cm, lo cual se cumple en el Estribo 1 y Pila I, mientras que los demás elementos exceden lo recomendado en los diseños de estructuras con ambientes agresivos [11,15], sin embargo también se observa que existe gran profundidad de carbonatación hasta de 3.5 cm en el concreto lo cual indica que el ambiente es agresivo y que en un futuro estos iones de CO₂ penetraran hasta la estructura de acero, lo cual iniciaría con el principio de corrosión.

En la losa y traveses ya existe corrosión del acero de refuerzo, esto debido a la presencia de manchas de óxidos presentes y a la gran cantidad de acero expuesto (pequeños tramos de 10 cm).

VI.3.7. Comparación de los resultados de Esclerometría y Esfuerzo de ruptura (f_c).

En la Grafica 22 se muestra la comparación entre la homogeneidad del concreto y la resistencia del mismo, la cual se determinó de las pilas y estribos del puente El Teolán.





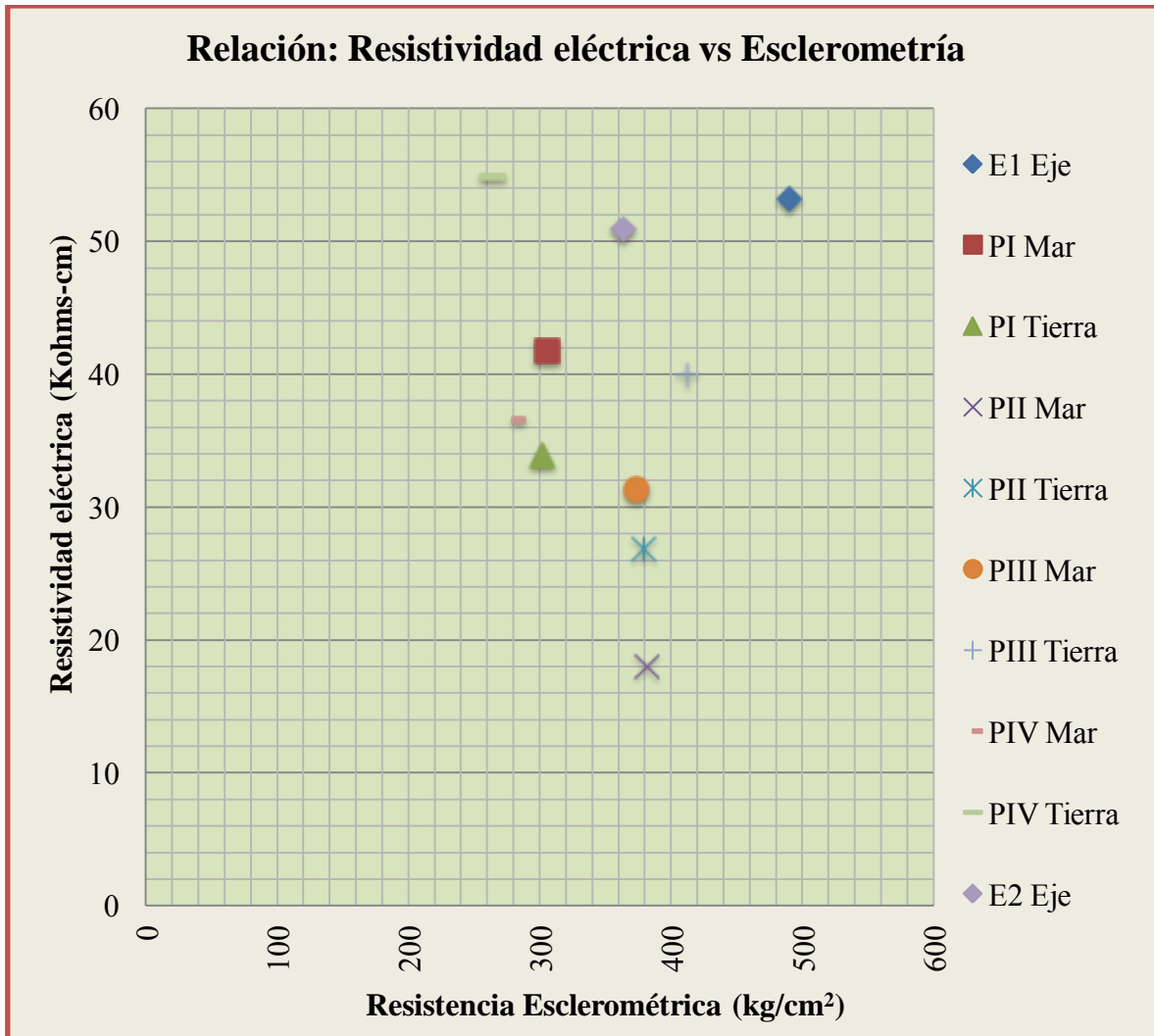
Grafica 22. Comparación del f'c y el parámetro del Esclerómetro.

Comparando los resultados de Resistencia aproximada del concreto (homogeneidad) y el Esfuerzo real, se observa que los resultados son muy similares entre la zona mar y tierra de cada elemento, además entre cada pila se observa que existe poca variación, presentando la mejor Homogeneidad la Pila III lo cual coincide con el resultado de Esfuerzo (f'c), ya que se obtuvo una mayor resistencia en la Pila III, mientras que la menor resistencia la presento la Pila IV.

VI.3.8. Relación: Resistividad eléctrica vs Esclerometría.

En la Grafica 23 se muestra la relación que tienen los valores de Resistividad eléctrica vs Esclerometría, en las pilas de la estructura del puente El Teolán frente al mar y frente a la tierra.





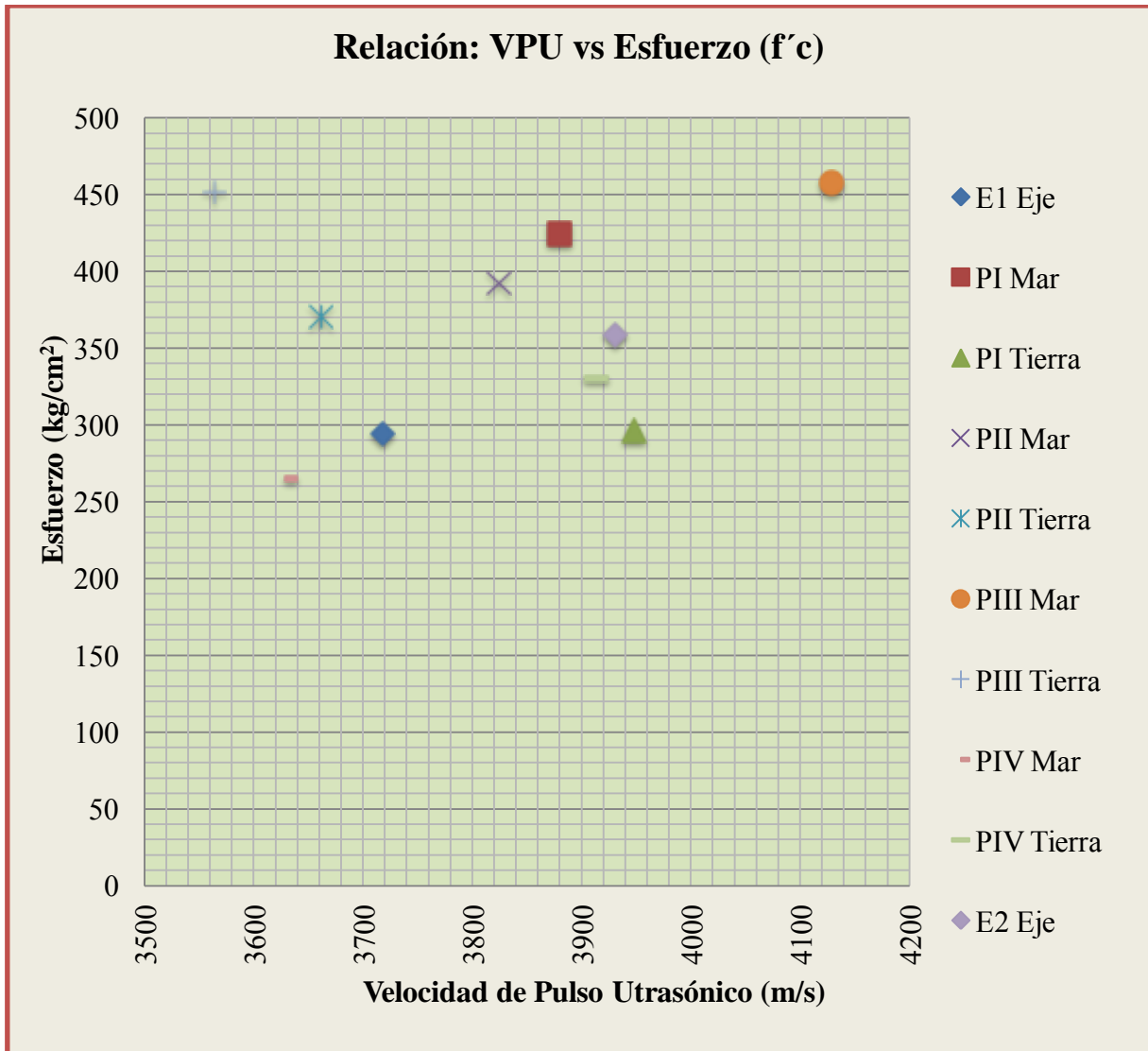
Grafica 23. Relación: Resistividad eléctrica vs Esclerometría.

En esta grafica la dispersión de los resultados se indica que entre mayor sea el valor de la Resistencia esclerométrica y la Resistividad eléctrica, mejor será la calidad del concreto y por lo tanto el riesgo de corrosión del acero será insignificante, como es el caso del Estribo 1.

VI.3.9. Relación: Velocidad de Pulso Ultrasónico vs Esfuerzo de ruptura.

En la Grafica 24 se muestra la relación que tienen los valores de Velocidad de pulso ultrasónico vs Esfuerzo de ruptura, en las pilas de la estructura del puente El Teolán frente al mar y frente a la tierra.





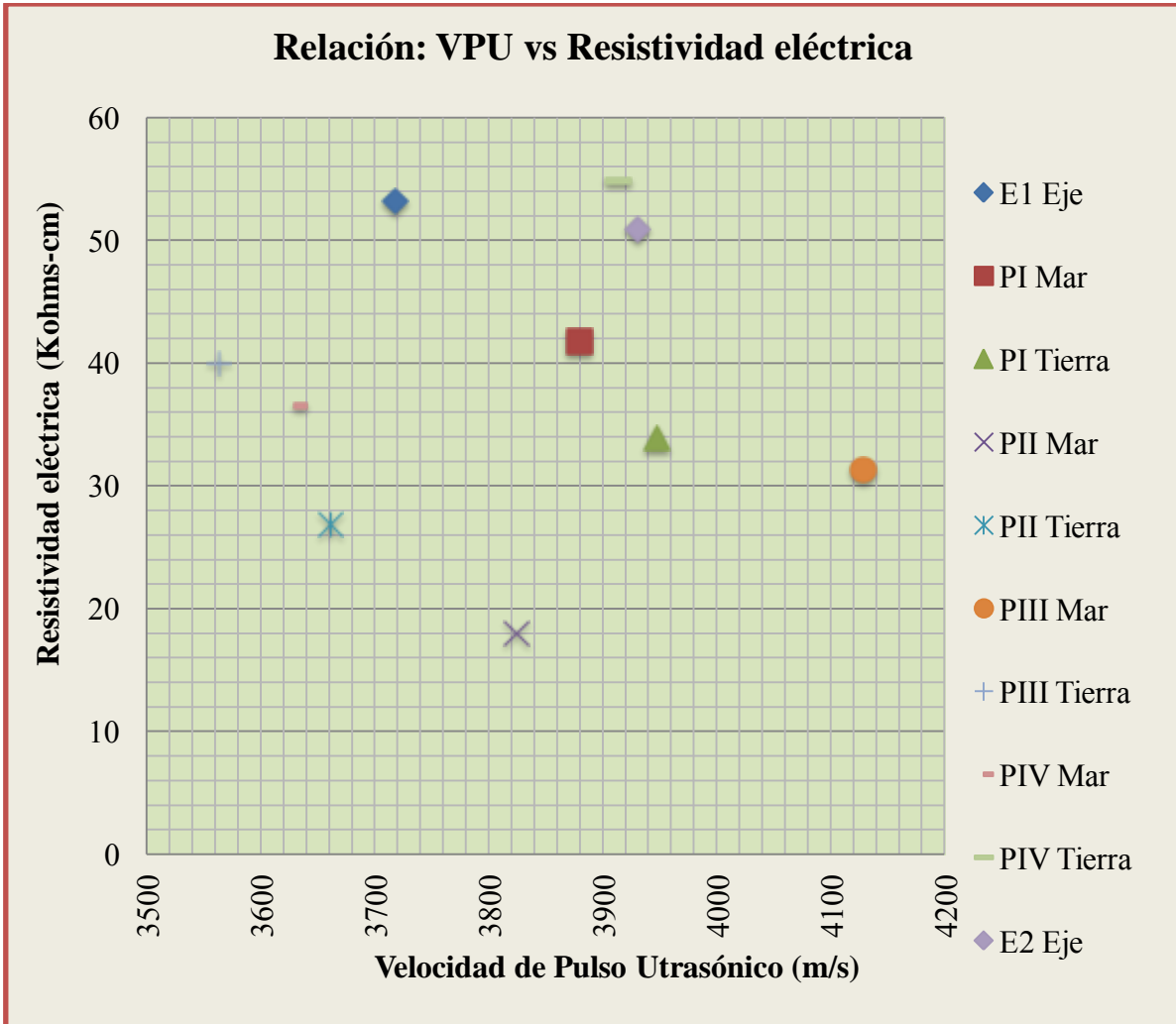
Grafica 24. Relación: Velocidad de Pulso Ultrasónico vs Esfuerzo $f'c$.

En esta relación se observa que entre mayor sea el esfuerzo del concreto y la Velocidad de Pulso Ultrasónico, mejor será el comportamiento del concreto (mayor densidad) ante agentes ambientales agresivos, como es el caso de la Pila III cara Mar.

VI.3.10. Relación: Velocidad de Pulso Ultrasónico vs Resistividad eléctrica.

En la Grafica 25 se muestra la relación que tienen los valores de Velocidad de Pulso Ultrasónico vs Resistividad eléctrica, en las pilas de la estructura del puente El Teolán frente al mar y frente a la tierra.





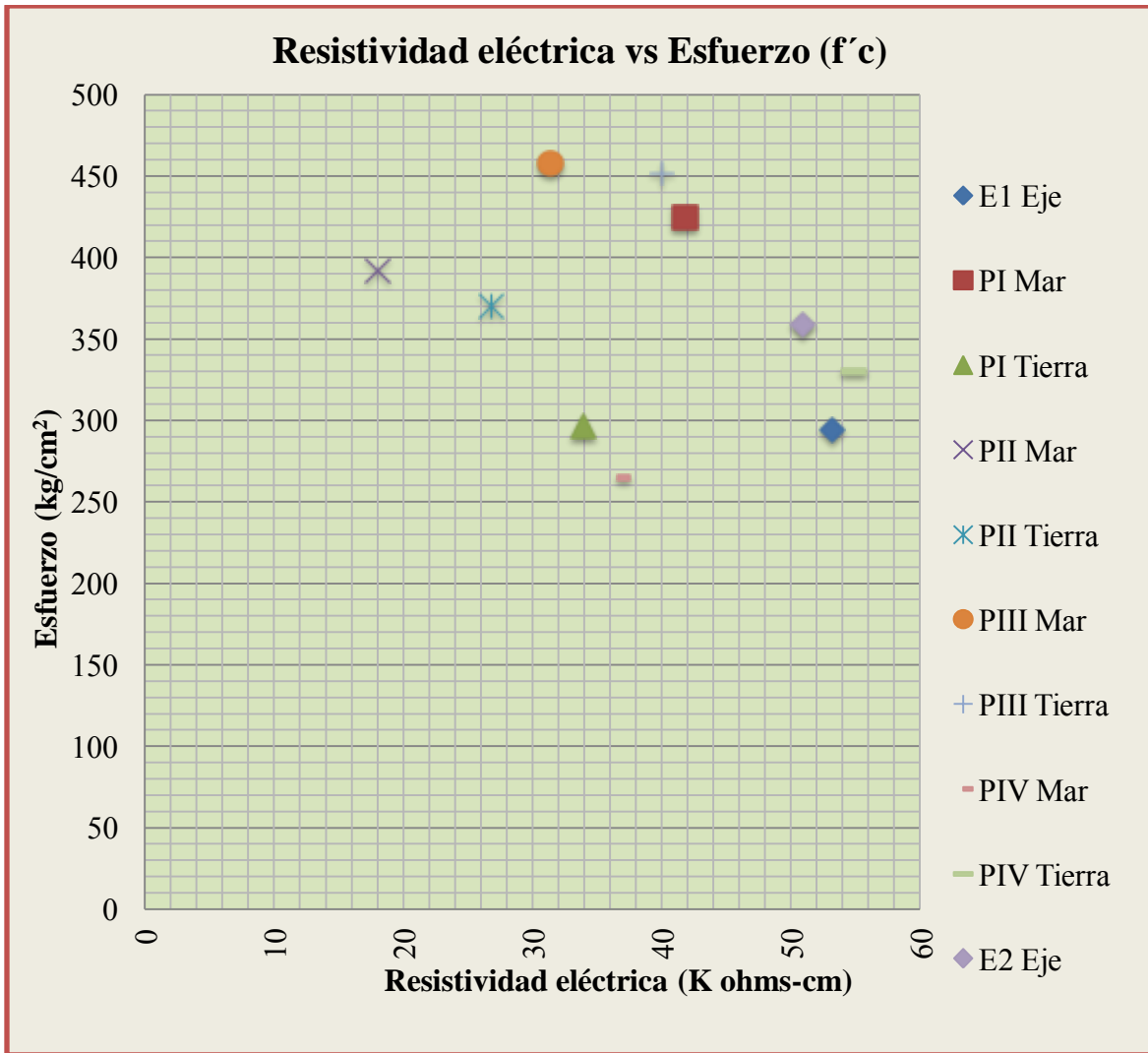
Grafica 25. Relación: Velocidad de Pulso Ultrasónico vs Resistividad eléctrica.

En esta grafica se observa la relación que existe entre la Resistividad eléctrica y la velocidad de Pulso Ultrasónico, ya que entre mayor sea su resultado, mayor será la densidad del concreto y menor la porosidad, lo cual incrementa la resistencia al ataque de agentes agresivos.

VI.3.11. Relación: Resistividad eléctrica vs Esfuerzo (f'_c).

En la Grafica 26 se muestra la relación que tienen los valores de Resistividad eléctrica vs Esfuerzo f'_c , en las pilas de la estructura del puente El Teolán frente al mar y frente a la tierra.





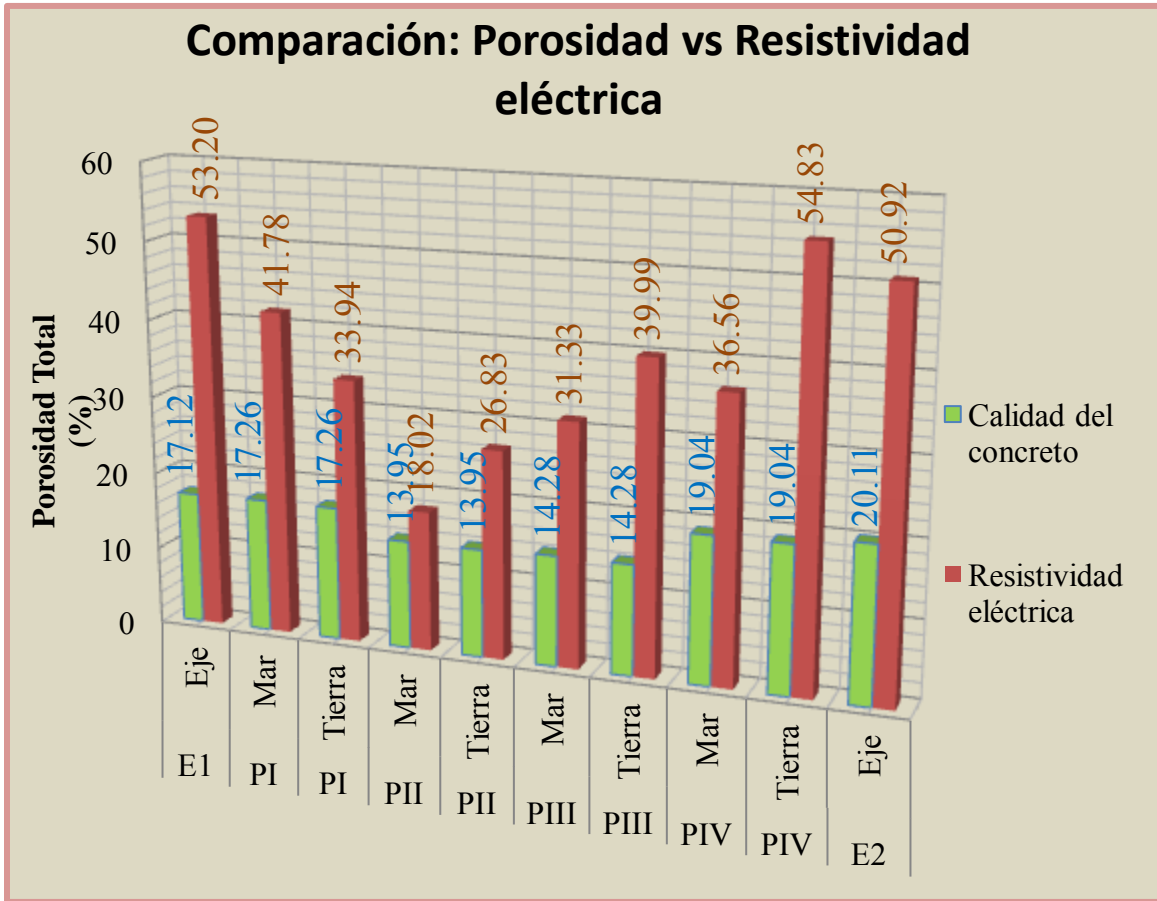
Grafica 26. Relación: Resistividad eléctrica vs Esfuerzo $f'c$.

En esta relación se observa que al aumentar la resistividad eléctrica y el $f'c$ del concreto, son mejores las características del concreto ante agentes agresivos.

VI.3.12. Comparación de los resultados de Porosidad y Resistividad eléctrica.

En la Grafica 27 se muestra la comparación de los resultados de Porosidad del concreto respecto a los resultados obtenidos de Resistividad eléctrica.





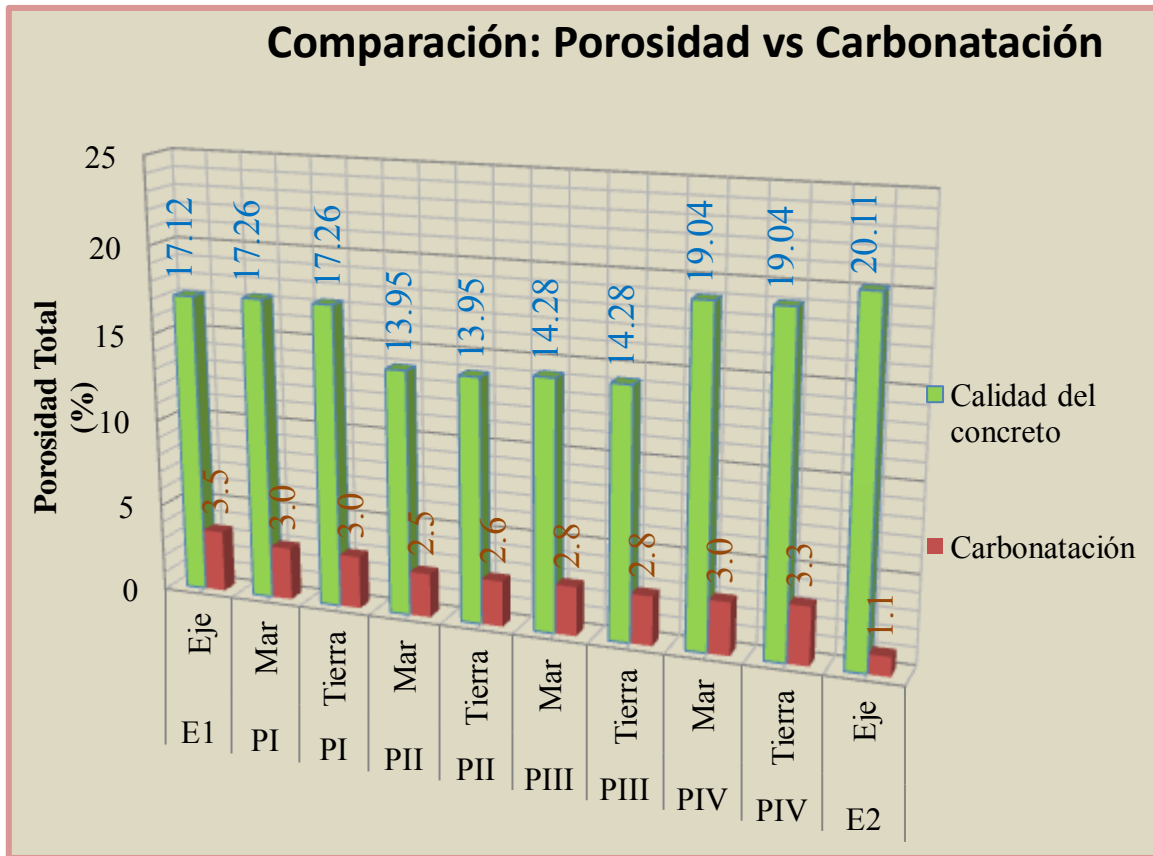
Grafica 27. Comparación de la porosidad del concreto vs Resistividad eléctrica.

De acuerdo a esta comparación se observa que existe mucha relación entre los resultados de ambas pruebas, ya que entre mayor es resistividad eléctrica mayor cantidad de poros existen en el concreto.

VI.3.13. Comparación de los resultados de Porosidad y Carbonatación.

En la Grafica 28 se muestra la comparación de los resultados de Porosidad del concreto respecto a los resultados obtenidos de Carbonatación.





Grafica 28. Comparación de los resultados de Porosidad del concreto vs Carbonatación.

De acuerdo con los datos analizados se observa que a mayor porosidad del concreto, existe un incremento de la profundidad de carbonatación, esto debido a que es más fácil que los agentes ambientales penetren el espesor del recubrimiento del acero. Además se observa que la Pila IV y el estribo 2 presentan la situación más crítica en base a este análisis, lo cual coincide con análisis anteriores.





VII. CONCLUSIÓN.

La presencia de grietas transversales (estructurales) en la trabe, disminuyen la resistencia del concreto y favorecen el paso de los agentes ambientales que generan la corrosión del acero; la humedad presente en la estructura de la losa propicia la aparición de manchas de óxidos que indican la existencia de corrosión dentro del concreto, que posteriormente se reflejaron mediante desprendimientos del recubrimiento, como es el caso de la trabe del claro 5, en la cual se presentan transversalmente una grieta desde el lado Mar hasta el lado Tierra de toda la estructura, la cual se encuentra acompañada de muchas afectaciones: humedad, lixiviación, desprendimientos, delaminación y acero expuesto; que ponen en grave peligro la estabilidad del puente. Las pilas también presentan algunas grietas estructurales de menor longitud, las cuales aparecieron debido al sismo del 85 según información de los habitantes. Además los desagües colocados en la losa se encuentran dañados debido al flujo del agua, por lo que es necesario cambiarlos y reparar el área de concreto dañada.

Los agentes ambientales presentes en esta zona generan el deterioro por carbonatación del concreto, tal que en algunos casos la carbonatación ya traspasa la mitad del recubrimiento. De acuerdo con los resultados obtenidos con el Gecor 6, se encontró que la Pila IV presenta las condiciones más críticas del total de pilas, respecto a la velocidad de corrosión (entre 0.006 y 0.585 mA/cm²), potencial de corrosión (entre 96.29 y 273 mV) y resistividad eléctrica (entre 5.6 y 43.26 Kohm-cm). El concreto analizado se clasifica como bueno en la mayoría de los elementos ya que la velocidad de pulso ultrasónico se encuentra en el rango de 4, 575 > V > 3 660, (m/s), sin embargo la Pila III cara Mar presenta las mejores características, mientras que la Pila III cara Tierra y el Estribo 1- 2A presentan un concreto clasificado como cuestionable. También se encontró que el riesgo de corrosión es moderado ya que la resistividad eléctrica se encuentra en el rango de 200 > ρ > 10 K ohm-cm lo cual coincide con el avance del frente de carbonatación. La resistencia de esclerometría tiene una variación muy grande (aprox. 53%) lo que significa que hubo problemas constructivos, lo que coincide con los resultados de carbonatación, resistividad y VPU implicando calidad media a cuestionable del concreto. Sin embargo de acuerdo a los resultados de Esclerometría y f'c del concreto, se encontró que la Pila IV es la que presenta menor índice de resistencia, lo cual coincide con los resultados de campo obtenidos con el





Gecor 6. El porcentaje de cloruros se encuentra en un máximo de 0.249% en la Pila I, lo cual indica que el daño presentado en la estructura es muy pequeño, ya que existe gran espesor de carbonatación que evita la penetración del Cl⁻.

También se encontró que en campo (Gecor 6) entre mayor es la velocidad de corrosión, resistividad eléctrica y potencial de corrosión, mejores serán las características del concreto (densidad, resistencia y homogeneidad), lo cual coincide con las pruebas de esclerometría resistividad eléctrica, $f'c$ y VPU realizadas en el laboratorio.

RECOMENDACIONES

Se considera que el puente debe rehabilitarse adecuadamente para minimizar la degradación del concreto y la corrosión del acero expuesto.

Puntos a rehabilitar:

- Cambiar los desagües localizados en la losa y reparar el concreto dañado por la erosión causada.
- Resanar las grietas presentes en las pilas de la estructura.
- Reforzar las 5 trabes con fibra de carbono, principalmente la trabe del claro 5.
- Reforzar la Pila IV, ya que fue la más crítica de todas.





VIII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.

[1] Benito Adalberto Méndez Miranda, 2011, “Análisis y evaluación de la durabilidad de los materiales del puente El Rangel en Michoacán, México” Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, Morelia, Michoacán, México.

[2] “Base de Datos de puentes SIPUMEX” Archivo SCT, Dirección General de Conservación de Carreteras. Morelia Michoacán, México 2011.

[3] García F. de J. Evaluación de estructuras, técnicas y materiales para su preparación, IMCYC, México 2003.

[4] Fundación Laboral de la Construcción Navarra. ANECOP. Identificación de Riesgos Laborales, Medidas Preventivas y Evaluación en la Construcción de Puentes y Túneles. ISBN: 9788423529681. Pamplona 2007.

[5] Isaac Moreno G. Vías Romanas Ingeniería y Técnica Constitutiva. (CEHOPU), Ministro de Fomento. TRAIANVS. 2da edición 2006.

[6] Sukhen Chatterjee. The Design of modern steel bridges. 2da edición, Reino Unido 2003.

[7] Eduardo Reynoso A. Et Al. Manual de Diseño de Estructuras Prefabricadas y Presforzadas. ANIPPAC. Instituto de Ingeniería de la UNAM. México 2000.

[8] Frederick S. Merritt, Et Al. Manual del Ingeniero Civil, Tomo I. McGraw-Hill. Cuarta edición. México 2008.

[9] Frederick S. Merritt, Et Al. Manual del Ingeniero Civil, Tomo II. McGraw-Hill. Cuarta edición. México 2008.

[10] ACI 221 R-2001. Guía para el uso de agregados . IMCYC.

[11] Neville, A. (1999), Tecnología del concreto. 1ra edición, IMCYC, ISBN 968-464-092-7, México.

[12] NMX-C-414-ONNCCE-2006. Industria de la construcción - cementos hidráulicos - especificaciones y métodos de prueba.

[13] ASTM-C-150-2012. Especificaciones normalizadas para cemento Pórtland.

[14] NMX-C-407-ONNCCE-2001. Industria de la construcción – varilla corrugada de acero proveniente de lingote y palanquilla para refuerzo de concreto- especificaciones y métodos de prueba.





[15] Red temática XV.B. (DURAR) Durabilidad de la armadura. “Manual de inspección, evaluación y diagnóstico en estructuras de hormigón armado”. Programa Iberoamericano de ciencia y tecnología para el desarrollo (CYTED). Tercera edición, agosto de 2000. ISBN 980-296-541-3.

[16] ACI 201.2R – 2001, “Guide to Durable Concrete,” ACI Committee 201 on Durability of Concrete.

[17] Raquel López Celis, Et Al., 2006, Durabilidad de la infraestructura de concreto reforzado expuesta a diferentes ambientes urbanos de México, Publicación Técnica No. 292, ISBN: 0188-7297. Secretaría de Comunicaciones y Transportes, Instituto Mexicano del Transporte, Querétaro, México, 242p.

[18] Gema Blanco Rodríguez, 2009. “Comportamiento frente a la corrosión de nuevos tipos de armaduras de acero inoxidable para estructuras de hormigón armado”. Tesis doctoral, Departamento de ciencia e ingeniería de materiales e ingeniería química, Universidad Carlos III de Madrid, España.

[19] IMCYC, 2013, “Construcción y tecnología del concreto” Volumen 2, Numero 9, ISSN: 0187-7895. pp 20-22.

[20] IMCYC, 2013, “Construcción y tecnología del concreto” Volumen 2, Numero 11, ISSN: 0187-7895. pp 20-23.

[21] Kumar Metha y Paulo Monteiro, 1998. Concreto, estructura, propiedades y materiales, primera edición, IMCYC. Mexico, ISBN: 968 484 0838.

[22] Andres A. Torres Acosta y Miguel Martínez Madrid, 2001. Diseño de estructuras de concreto con criterios de durabilidad, Publicación Técnica No. 181, ISBN: 0188-7297. Secretaría de Comunicaciones y Transportes, Instituto Mexicano del Transporte, Querétaro, México, 77p.

[23] <https://maps.google.com.mx/maps?q=plano+michoacan&ie=UTF-8&hq=&hnear=0x842a5f3e1eb35cb7:0x3bc7650cf34be0d4,Michoac%C3%A1n&gl=mx&ei=KD0GU4DWHKOiyAG-6IH0Bg&ved=0CCkQ8gEwAA>. (Consultada: 15/06/2013).

[24] http://smn.cna.gob.mx/index.php?option=com_content&view=article&id=103&Itemid=68. (Consultada: 20/06/13).

[25] ASTM-C-805-2002, Standard Test Method for Rebound Number of Hardened Concrete, Annual Book of ASTM Standards Vol. 04.02, ASTM, West Conshohocken, PA.





[26] NMX-192-ONNCCE-2006. Industria de la construcción – Concreto – Determinación del número de rebote utilizando el dispositivo conocido como Esclerómetro.

[27] NMX-C-169-ONNCCE-2009. Industria de la construcción - Concreto - Extracción de especímenes cilíndricos o prismáticos de concreto hidráulico endurecido.

[28] UNE 112-011-1994. “Determinación de la profundidad de carbonatación en hormigones endurecidos y puestos en servicio”. Norma Española.

[29] ASTM –C-1152-2003. Standard Test Method for Acid-Soluble Chloride in Mortar and Concrete.

[30] ASTM-G-57-2012. Standard Test Method for Field Measurement of Soil Resistivity Using the Wenner Four-Electrode Method.

[31] ASTM-597-2009. Standard Test Method for Pulse Velocity through Concrete, Annual Book of ASTM Standard, Vol. 04.02, West Conshohocken, PA.

[32] NMX-C-083-ONNCCE-2002 Industria de la construcción – Concreto – Determinación de la resistencia a la compresión de cilindros de concreto - Método de prueba.

[33] Navarro L.M. Et Al., 2011. Analisis de materiales, Tercera edición. ISBN: 978-970-703-551-5.

[34] ASTM-C-642-2013. Standard Test Method for Density, Absorption, and Voids in Hardened Concrete.

[35] RILEM TC 178-TMC. 'Testing and modelling chloride penetration in concrete' Round-robin test on chloride analysis in concrete - Part I: Analysis of total chloride content

[36] Malhotra V. M. and Carino N. J., 2004, “Handbook on nondestructive testing of concrete”, CRC Press, Boca Raton, U.S.A.

[37] Rose J. L. 1999, “Ultrasonic waves in solid media”. Cambridge University Press, United Kingdom.

[38] Jones R., 1954, Testing of concrete by an ultrasonic pulse technique, RILEM Int. Symp on Nondestructive testing of Materials and Structures, Paris, Vol. 1, Paper No. A-17, January, RILEM Bull., 19 (part 2), Nov., p. 137.

[39] Kaplan, M. F., 1959, The effects of age and water to cement ratio upon the relation between ultrasonic pulse velocity and compressive strength of concrete, Mag. Concr. Res., Vol. 11 No. 32, p. 85.





[40] NMX-C-109-2013. Industria de la construcción – Concreto – Determinación del cabeceo de especímenes.

[41] ASTM-C-873-2010. Standard Test Method for Compressive Strength of Concrete Cylinders Cast in Place in Cylindrical Molds.





IX. ANEXOS

IX.1. ANEXO FOTOGRÁFICO DE LA INSPECCIÓN DEL PUENTE EL TEOLÁN

El reporte fotográfico representa las zonas dañadas en el puente “El Teolán”, con base en las mediciones realizadas en campo y como parte de la inspección realizada. Así pues en cada uno de los claros se detectaron las afectaciones más relevantes de la estructura, de acuerdo con la siguiente nomenclatura.

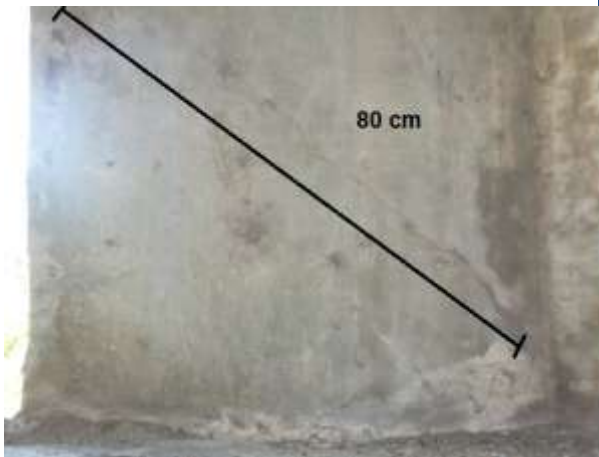
Nota. El acero expuesto está distribuido a lo largo y ancho de la estructura (barras de 10 cm aproximadamente), es por ello que solamente se registro el número total de barras expuestas, con la finalidad de determinar la longitud total expuesta en cada parte del puente.

NOMENCLATURA	SIGNIFICADO
G	Grieta o fisura
D	Delaminación (concreto fofo)
L	Lixiviación
C	Cangrejera
H	Manchas de humedad
Ds	Desprendimientos
A	Acero expuesto
P	Parqueo o reparación
O	Mancha de óxido





Estribo 1



Grieta en la cara interna del estribo (parte izquierda-vista al mar).



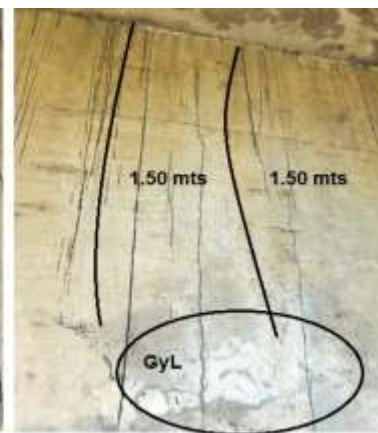
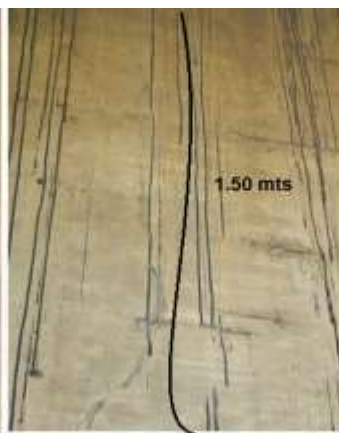
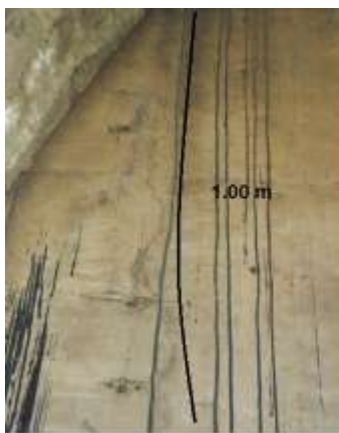
Grietas y delaminación (50 x 30 cm) ubicadas en la parte superior izquierda del estribo (cerca de la trabe y la losa).



Delaminación (100 x 80 cm) de la parte inferior derecha del estribo (cerca de la base de la trabe).



Manchas de humedad presente en el estribo (150 x 50, 50 x 50, 50 x 50, 50 x 30, 50 x 15).

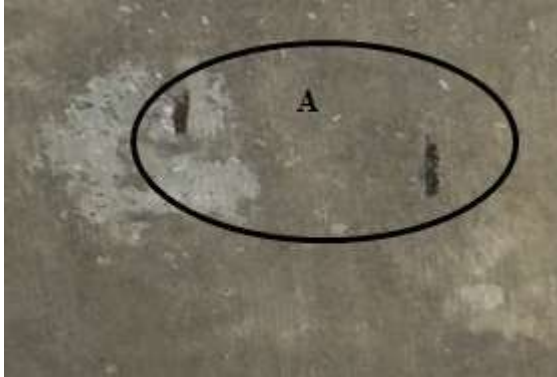


Conjunto de grietas ubicadas en la parte superior derecha del estribo cuyas dos grietas convergen en una mancha de lixiviación (50 x 30 cm) con grietas.

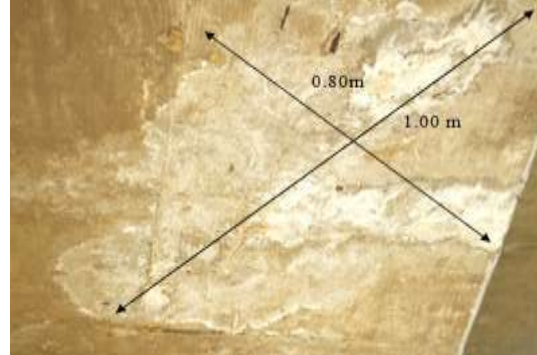




TRABE CAJÓN I



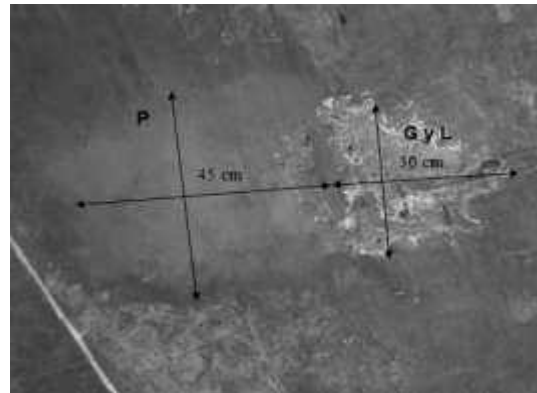
En los primeros 5 m al lado derecho (tierra) encontramos lixiviación (30 x 30 cm) y 2 barras de acero expuesto de 10 cm de longitud.



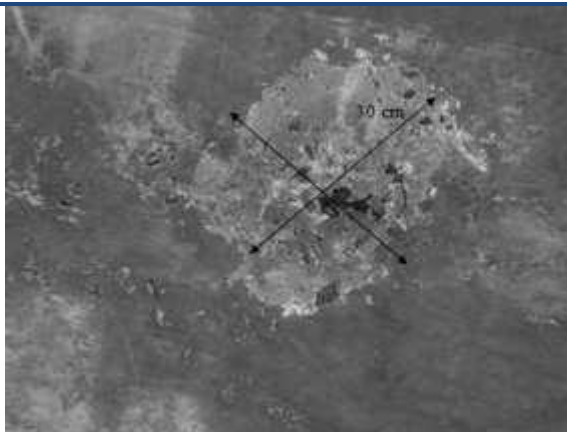
Existe delaminación (100 x 80 cm) con lixiviación, acero expuesto, manchas de humedad y óxidos, del lado izquierdo (mar) en los primeros 5 m de la trabe cajón.



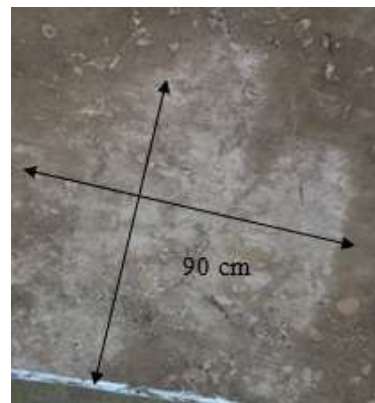
Lixiviación (80 x 80 cm) con grietas de longitud de lado izquierdo (mar) de la trabe cajón dentro de los 5 m iniciales.



Parcheo de reparación (45 cm x 45 cm) y lixiviación (30 cm x 30 cm) con grietas, en la parte derecha (tierra) de la trabe cajón en los primeros 5 m.

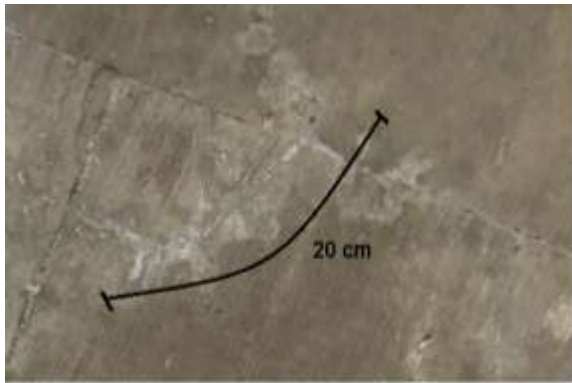


Delaminación con lixiviación de 30 cm x 30 cm de lado derecho (tierra) de la trabe cajón en los primeros 5 m.

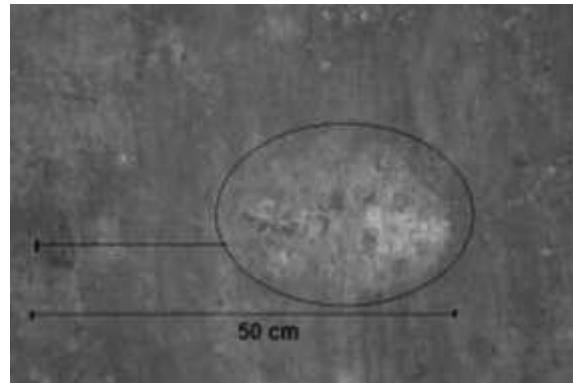


Lixiviación (90 cm x 90 cm) presente en la trabe cajón de lado derecho (tierra) entre los 5 y 10 m.

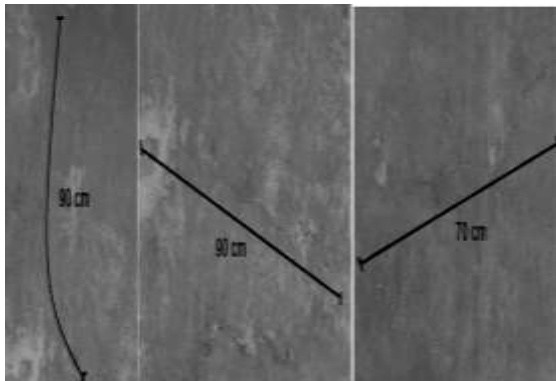




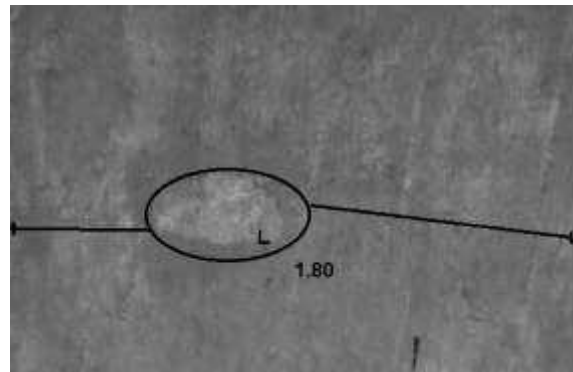
En los primeros 5 m. existe lixiviación (20 x 5 cm) con grieta ubicada en la parte central de la trabe cajón.



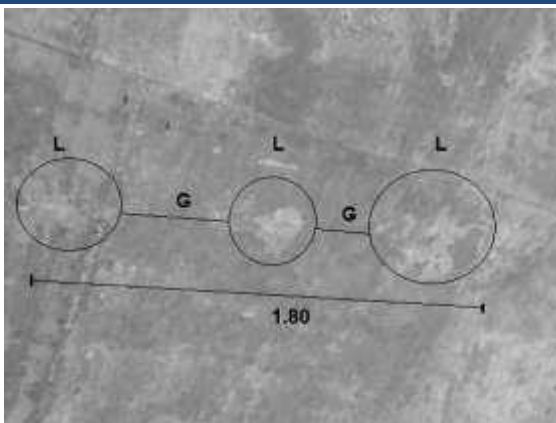
Grieta (25 cm) y lixiviación (25 x 25cm) ubicada en la parte superior derecha (tierra) del claro entre los 5 y 10 m.



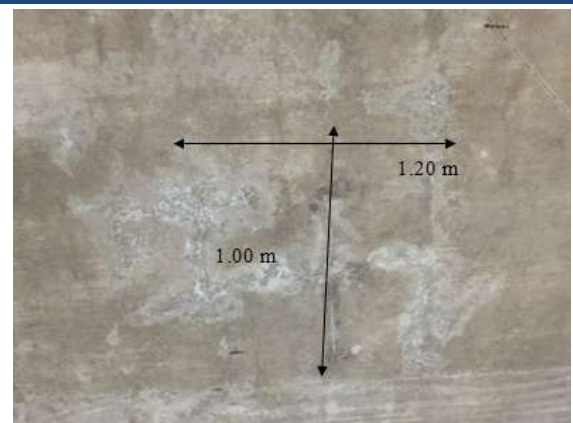
Existen grietas en la parte central del claro entre los 5 y 10 m.



Entre los 5 y 10 m existe una grieta (180 cm) y lixiviación (30 x 30 cm) al centro de la trabe cajón.

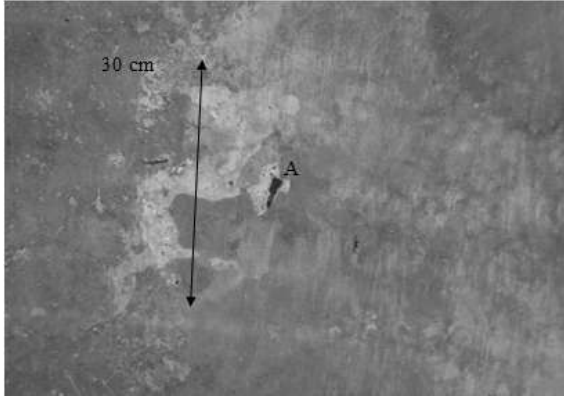


Grieta de 180 cm con tres zonas de lixiviación (20 x 20 cm) en la parte central del claro ubicado entre los 5 y 10 m.

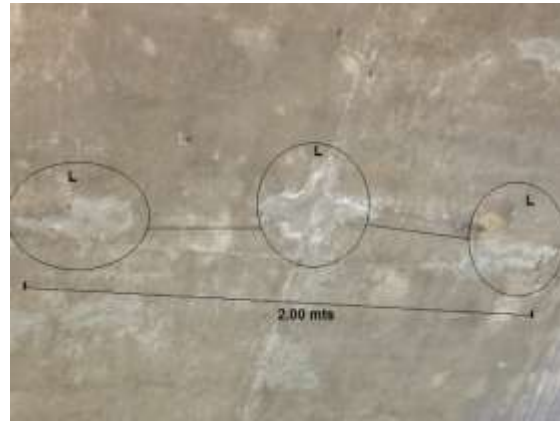


Entre los 10 y 15 m existe lixiviación (120 x 100 cm) con grietas en la parte central del claro.

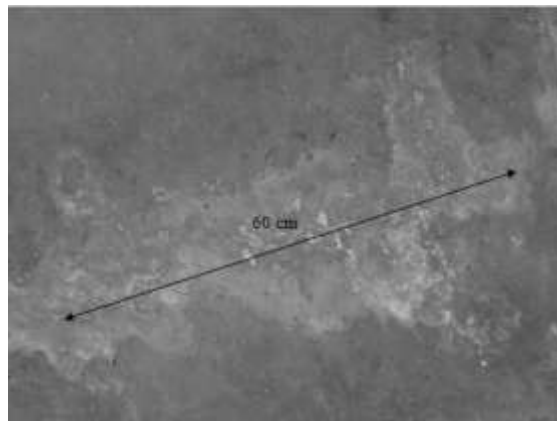




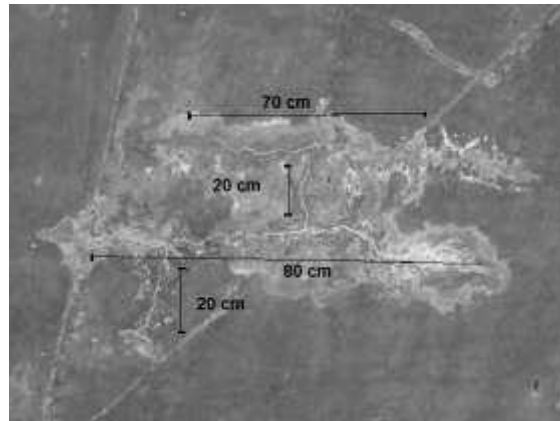
Entre los 5 y 10 m se encuentra una lixiviación (30 x 20 cm) con grietas y acero expuesto, ubicada en la parte derecha (tierra) de la trabe cajón.



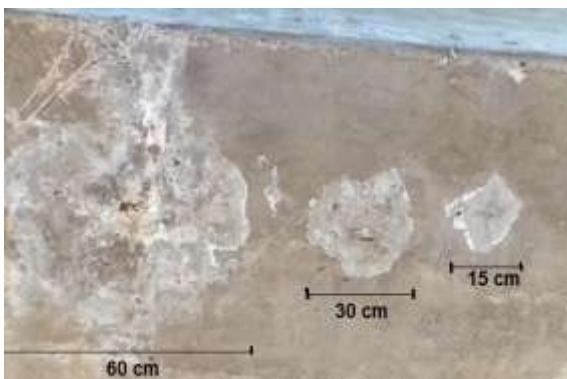
Grieta de 200 cm con tres zonas de lixiviación (30 x 20 cm) ubicada entre los 10 y 15 m en la parte central del claro.



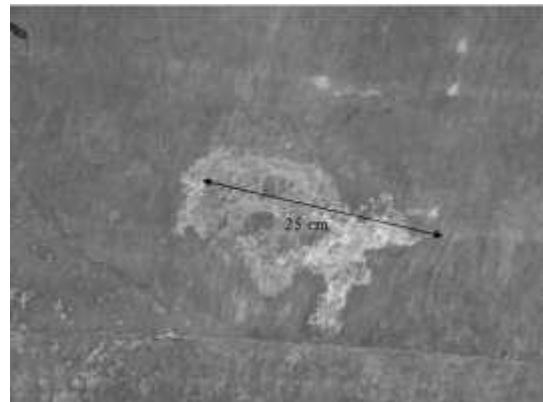
Lixiviación (60 x 30 cm) con grietas, localizadas en la parte central del claro a unos 10 o 15 m.



Lixiviación (80 x 70 cm) con grietas, localizadas entre los 10 y 15 m en la parte central del claro.

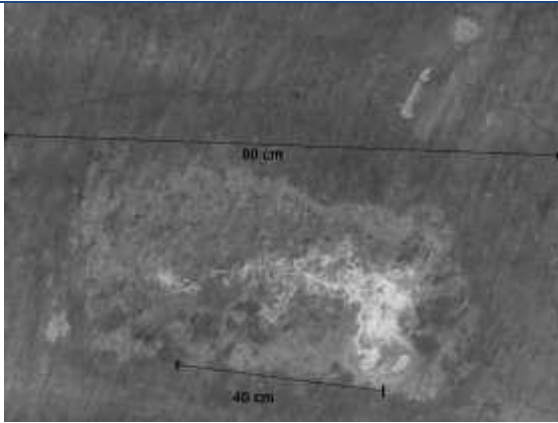


Lixiviación (60 x 60, 30 x 30, 15 x 15 cm) con grietas y acero expuesto, localizado en la parte izquierda (mar) dentro de los primeros 15 m.

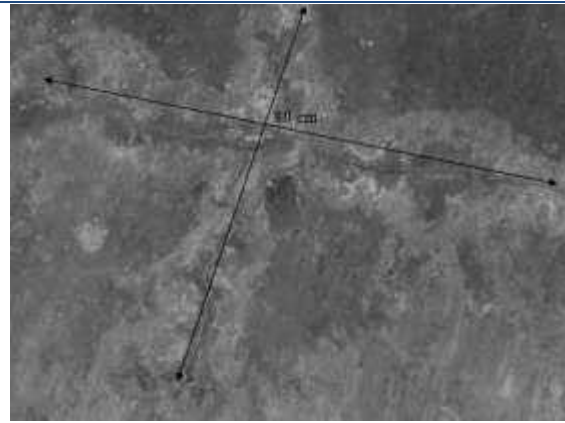


Lixiviación (25 x 20 cm) con grietas, ubicadas entre los 10 y 15 m al lado izquierdo (mar).

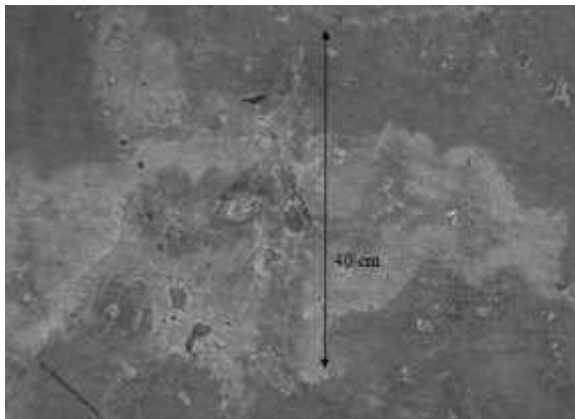




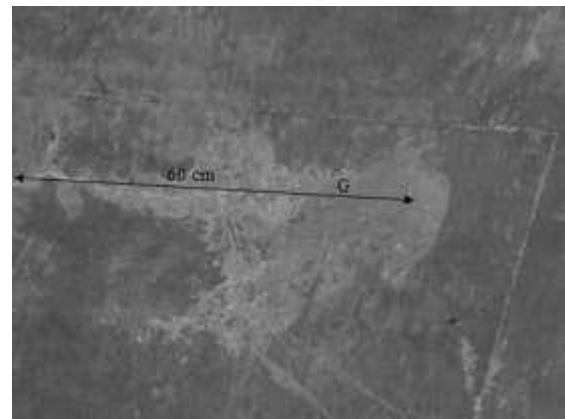
A los 15 m encontramos una grieta de 80 cm y lixiviación (60 x 40 cm) con grietas en la parte central del claro.



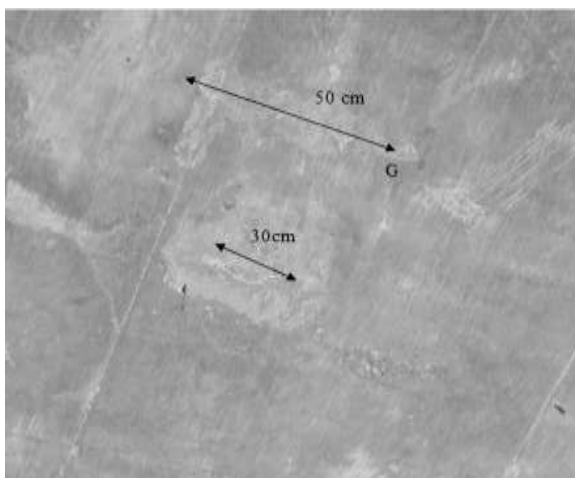
Entre los 15 y 20 m existe una lixiviación (80 x 80 cm) con grietas en la parte central del claro, cercana al borde izquierdo (mar).



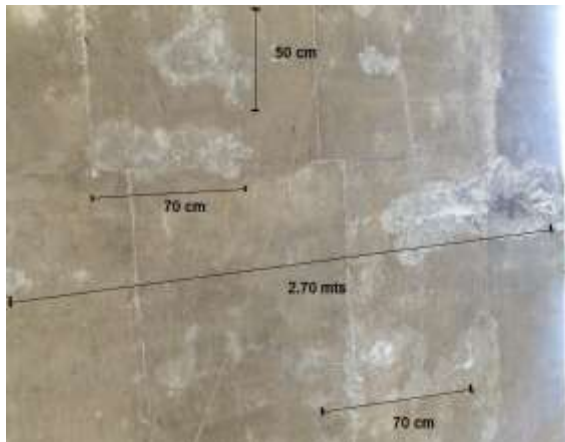
Dentro de los 10 y 15 m existe una lixiviación (40 x 40 cm) con grietas ubicada en el extremo derecho (tierra) del claro.



En la zona central entre los 15 y 20 m se ubica una lixiviación (60 x 40 cm) con grietas.

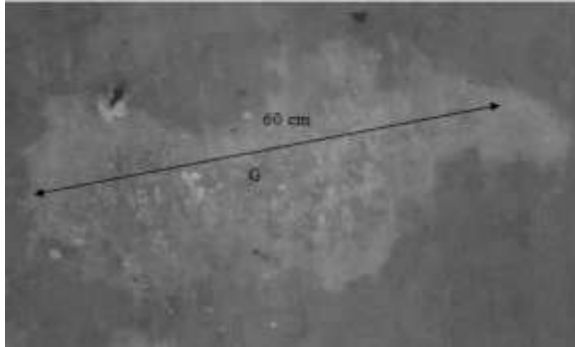


A 15 m se ubica una lixiviación (50 x 20, 30 x 30 cm) con grietas, ubicadas en la zona central.

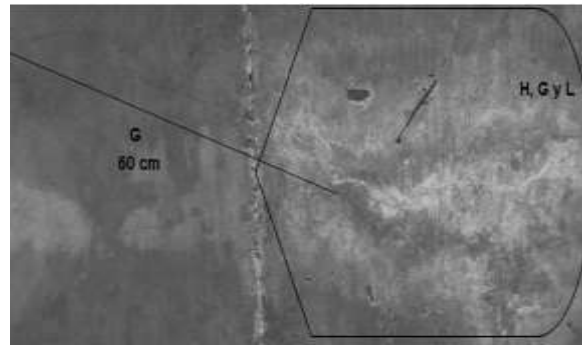


Entre los 15 y 20 m, se ubican una grieta de 270 cm, lixiviación (50 x 50, 70 x 10, 70 x 30 cm) y desprendimiento de 50 x 70 cm. Localizado cercano a la pila I en la parte izquierda (mar).





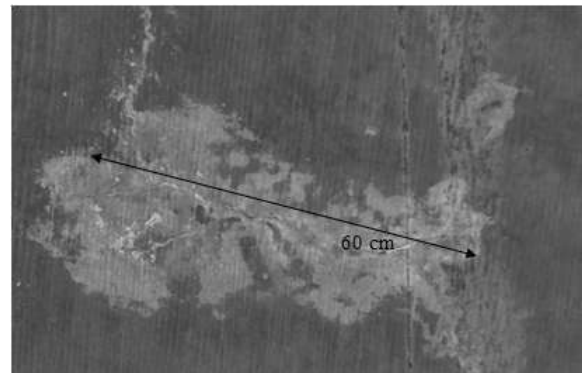
Entre los 25 y 30 m existe una lixiviación (60 x 30 cm) con grietas, ubicada en la parte izquierda (mar) cerca a la pila I.



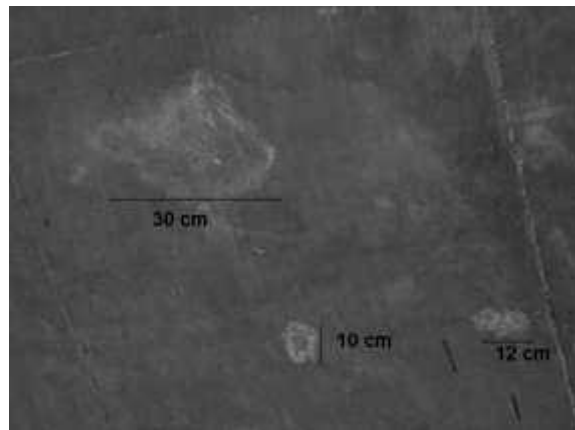
Grieta de 60 cm y humedad (60 x 60 cm) con grietas, ubicadas en el centro cerca de la pila I entre los 25 y 30 m.



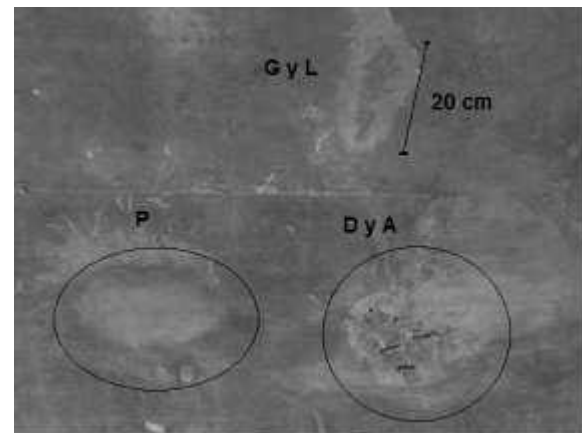
Delaminación de 30 x 30 cm, ubicada dentro de los 25 a 30 m en la parte derecha (tierra) del claro cerca del borde.



Lixiviación de 60 x 50 cm con grietas, ubicada cerca a la pila I, entre los 25 y 30 m.



Entre los 25 y 30 m existe lixiviación (30 x 30, 10 x 10, 12 x 10 cm) con grietas, cercanas a la pila I.

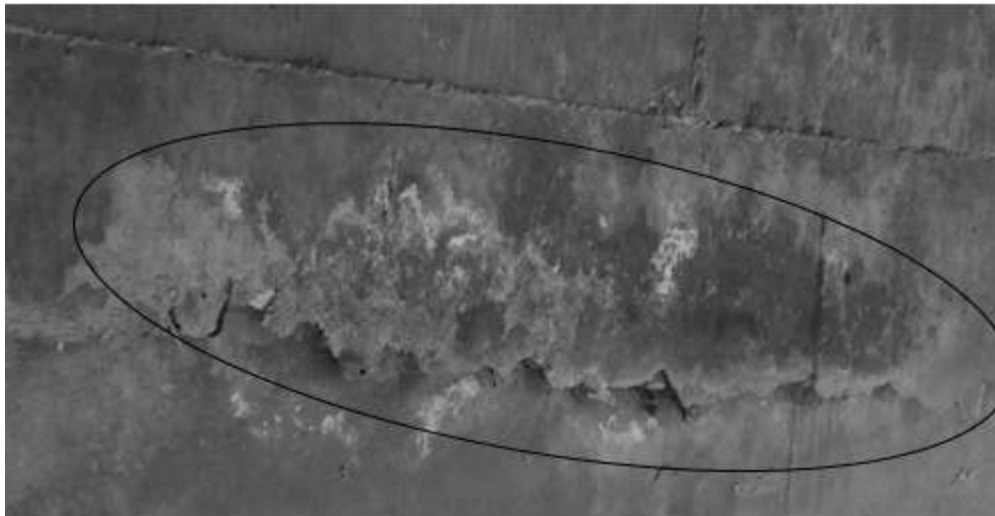


Parcheo de reparación (30 x 30 cm), lixiviación (20 x 15, 20 x 20 cm) con grietas y acero expuesto. Localizado entre los 25 y 30 m al lado derecho cerca de la pila I.





Humedad (30 x 20 cm) y lixiviación (30 x 30 cm) con acero expuesto, grietas y manchas de óxido (20 x 10 cm). Se presentan en el borde izquierdo (mar) casi finalizando el claro entre los 25 y 30 m.



Mancha de Humedad de 90 x 40 cm presente en la unión de segmentos de la trabe q se encuentra entre los 25 y 30 m.





ALERO IZQUIERDO I (MAR).



Lixiviación (100 x 20 cm) con acero expuesto, cercano al estribo 1 en los primeros 5 m.



Desprendimiento (80 x 20 cm), grietas (80cm) y acero expuesto ubicado en los primeros 5 m cerca al estribo 1.



Desprendimiento (30 x 20 cm) con acero expuesto y delaminación (30 x 30 cm) ubicada entre los 5 y 10 m.



Lixiviación (100 x 20, 80 x 20 cm) con acero expuesto ubicada entre los 5 y 10 m.



Entre los 10 y 15 m existe desconchamiento (30 x 20 cm) con acero expuesto.



Lixiviación (100 x 20 cm) con acero expuesto y grieta (80 cm) encontrada entre los 5 y 10 m.





Delaminación (40 x 30 cm) a un costado del desagüe a unos 10 m.



Entre los 5 y 10 m se encuentra una lixiviación (50 x 20 cm) con grietas y desprendimientos (50 x 30 cm).



Entre los 20 y 25 m existen manchas de lixiviación (4 de 180 x 20 cm y una de 160 x 20 cm) y grietas presente a lo largo de las manchas.





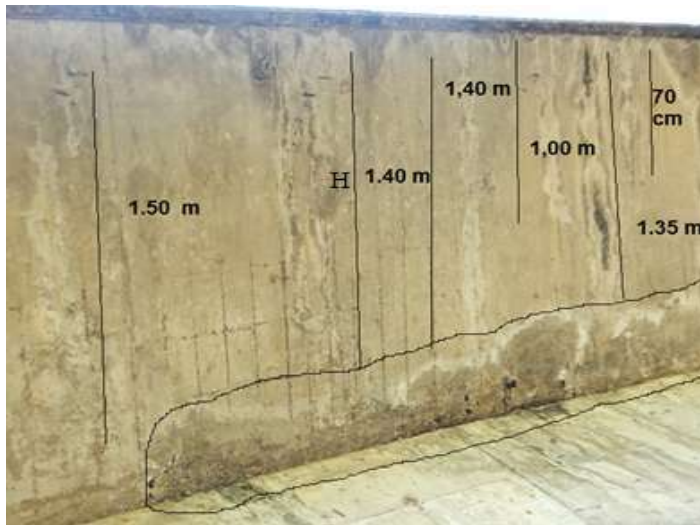
ALERO DERECHO I (TIERRA).



Manchas de humedad (200 x 140 cm), presentes a lo ancho del alero derecho en una zona cercana al centro del claro.



Lixiviación (120 x 30 cm) y mancha de humedad (140 x 30 cm) ubicadas entre los 25 y 30 m.



Lixiviación (150 x 10, 140 x 40, 140 x 10, 100 x 10, 70 x 10, 135 x 20 cm) con grietas presentes y mancha de humedad (300 x 40 cm) longitudinal ubicada entre los 25 y 30 m.

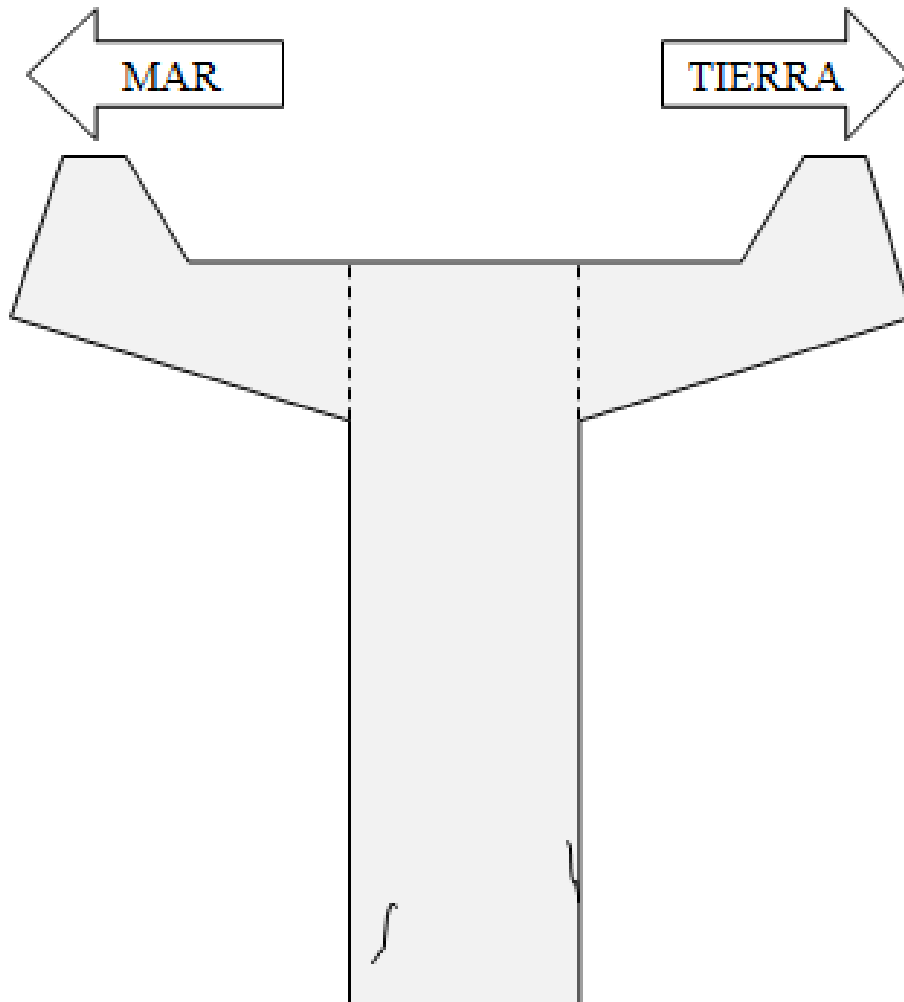


Entre los 25 y 30 m se encuentra humedad (150 x 50 cm) con presencia de cangrejas y lixiviación (120 x 60 cm).





PILA I.

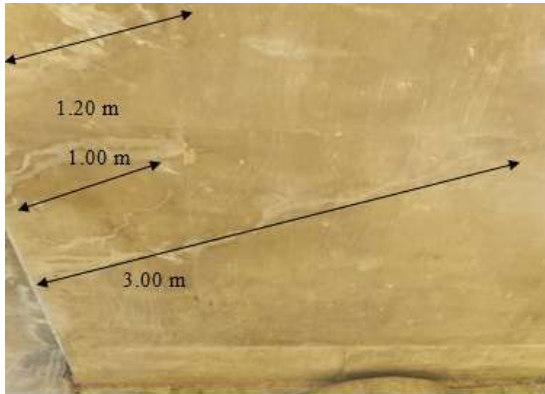


Afectaciones y análisis de la Pila I.

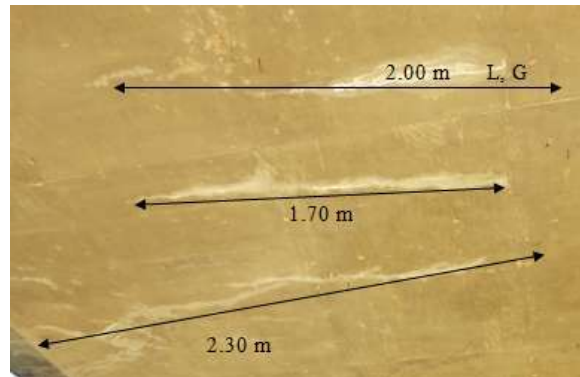




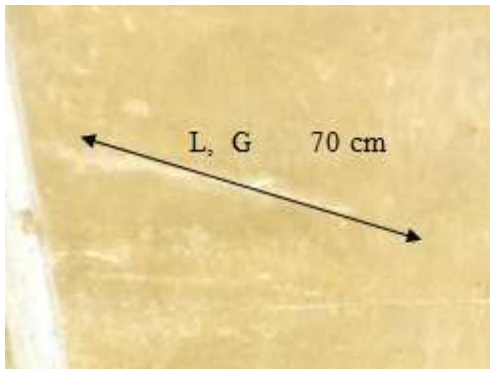
TRABE CAJÓN II.



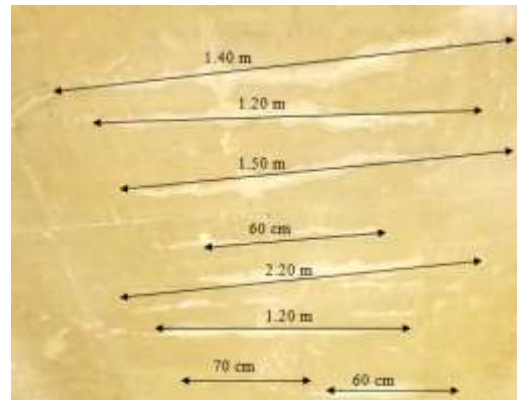
Lixiviación (300 x 20, 100 x 20, 120 x 20 cm) con grietas, al inicio del claro 2, frente a tierra.



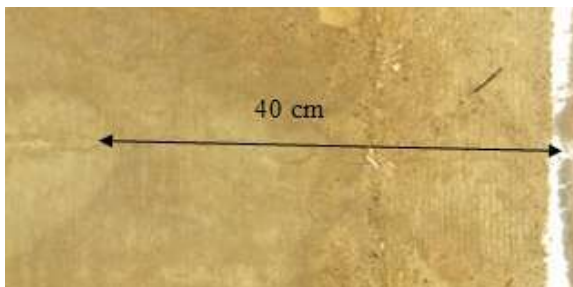
Lixiviación (230 x 20, 170 x 20, 200 x 20 cm) con grietas, frente a tierra en los primeros 5 m.



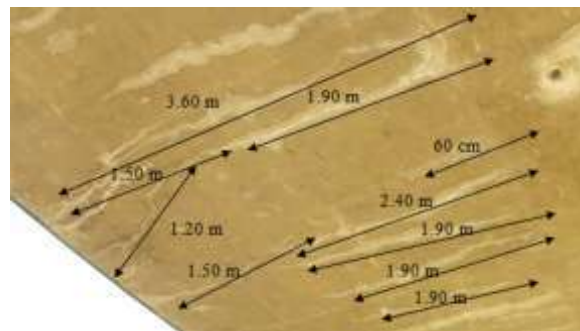
Lixiviación (70 x 20 cm) con grieta, ubicada frente a tierra entre los 5 y 10 m.



Manchas de lixiviación (70 x 10, 60 x 20, 120 x 20, 220 x 20, 60 x 20, 150 x 20, 120 x 20, 140 x 20 cm). En la zona central entre los 5 y 10 m.

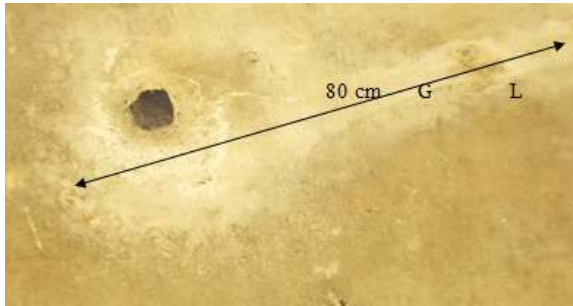


Grieta de 40 cm aproximadamente ubicada entre los 5 y 10 m.

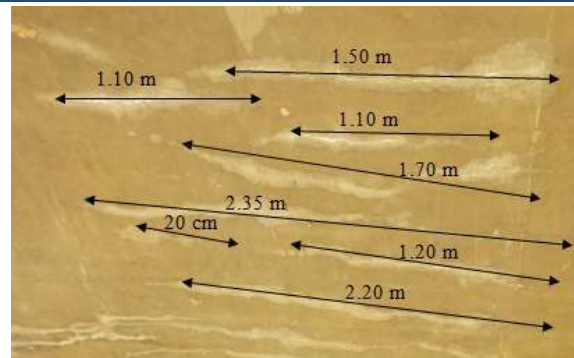


Entre los 5 y 10 m. existen manchas de lixiviación (190 x 20, 190 x 20, 190 x 20, 60 x 20, 150 x 20, 240 x 20, 190 x 20, 120 x 20, 150 x 20, 360 x 20 cm) con grietas.

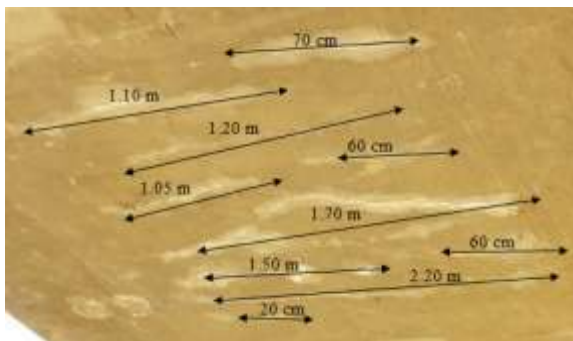




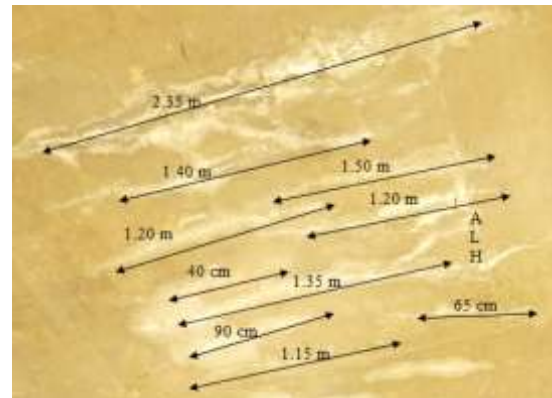
Mancha de lixiviación 80 x 20 cm y desconchamiento 10 x 10 cm ubicada entre los 5 y 10 m.



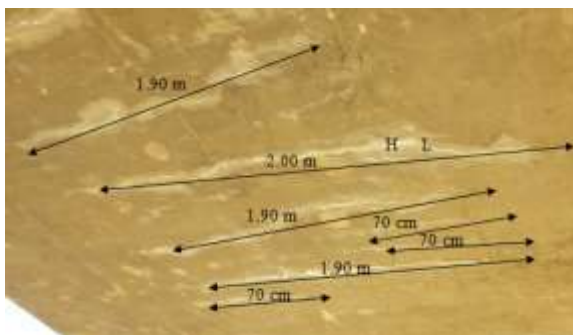
Manchas de lixiviación (220 x 20, 120 x 20, 20 x 20, 235 x 20, 170 x 20, 110 x 20, 110 x 20, 150 x 30 cm) con grietas ubicadas entre los 10 y 15 m.



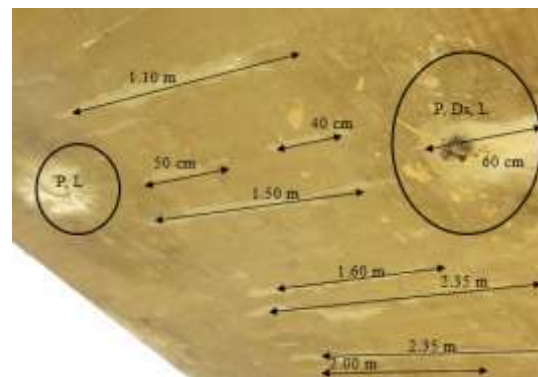
Manchas de lixiviación (20 x 10, 220 x 10, 60 x 10, 150 x 15, 170 x 40, 105 x 10, 60 x 20, 120 x 10, 110 x 20, 70 x 20 cm) ubicadas entre los 10 y 15 m.



Lixiviación (115 x 10, 65 x 10, 90 x 20, 135 x 20, 40 x 20, 120 x 10, 150 x 10, 120 x 10, 140 x 20, 235 x 40 cm) con presencia de grietas ubicadas entre los 15 y 20 m.

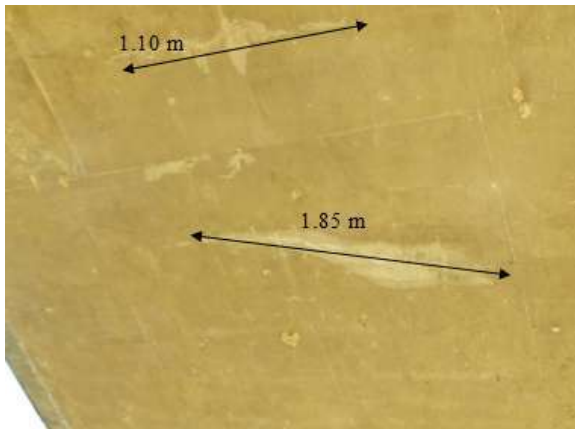


Entre los 15 y 20 m existen manchas de lixiviación (70 x 10, 190 x 10, 70 x 5, 70 x 5, 190 x 20, 200 x 30, 190 x 30 cm)



Entre los 20 y 25 m se encuentra parcheo desprendido (30 x 30 cm) y lixiviación (200 x 10, 235 x 10, 235 x 10, 160 x 10, 150 x 10, 40 x 10, 50 x 10, 110 x 20, 60 x 50 cm) con grietas presentes,





Manchas de lixiviación (185 x 30, 110 x 15 cm) con grietas ubicadas entre los 25 y 30 m.



Mancha de humedad 120 x 50 cm con grietas ubicada entre los 30 y 35 m.

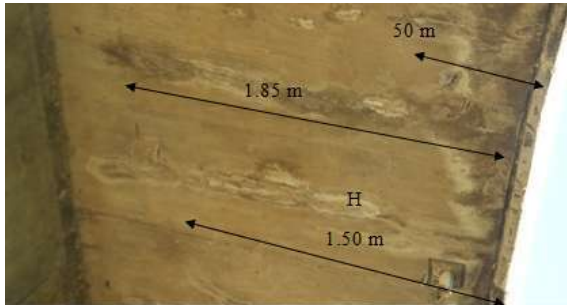


Aspecto general del claro II.





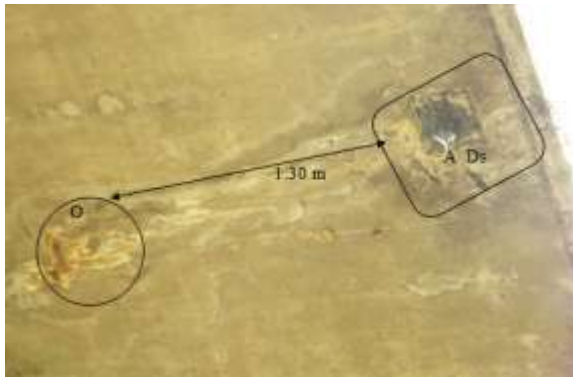
ALERO IZQUIERDO II.



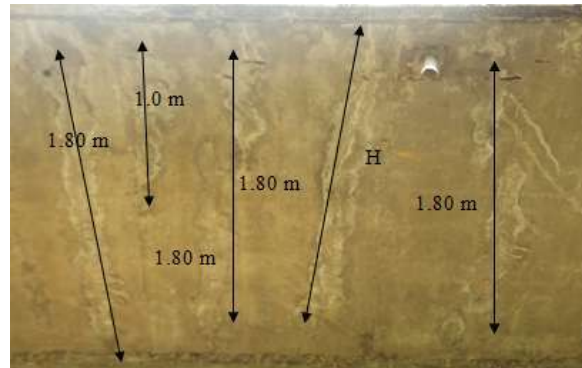
En los primeros 5 m existen manchas de humedad (150 x 40, 185 x 40, 50 x 50 cm). por escurrimientos



Manchas de humedad de 160 x 20 cm, por escurrimientos y acero expuesto ubicados entre los 20 y 25 m.



Desconchamiento (50 x 40 cm), lixiviación (130 x 40 cm), presencia de óxidos (40 x 40 cm) y acero expuesto, ubicado entre los 25 y 30 m.



Entre los 30 y 35 m existen manchas de humedad (180 x 20, 180 x 20, 180 x 20, 100 x 20, 180 x 20 cm), por escurrimiento

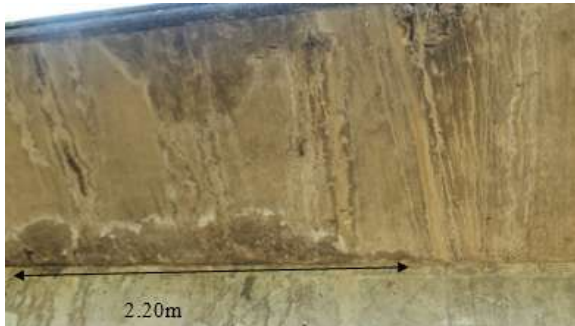


Aspecto del alero frente al mar correspondiente al claro II.





ALERO DERECHO II.



En los primeros 5 m existen manchas de humedad (220 x 50 cm).



Manchas de humedad con desconchamiento (50 x 50 cm) y acero expuesto ubicados en los primeros 5 m.



Manchas de humedad y acero expuesto (90 x 90 cm), ubicadas entre los 5 y 10 m.



Manchas de humedad (150 x 40 cm) y acero expuesto, por escurrimiento ubicados entre los 5 y 10 m.



Entre los 20 y 25 m existen manchas de humedad (150 x 20), por escurrimiento.



Manchas de humedad (150 x 40 cm). Por escurrimiento, ubicadas entre los 30 y 35 m.



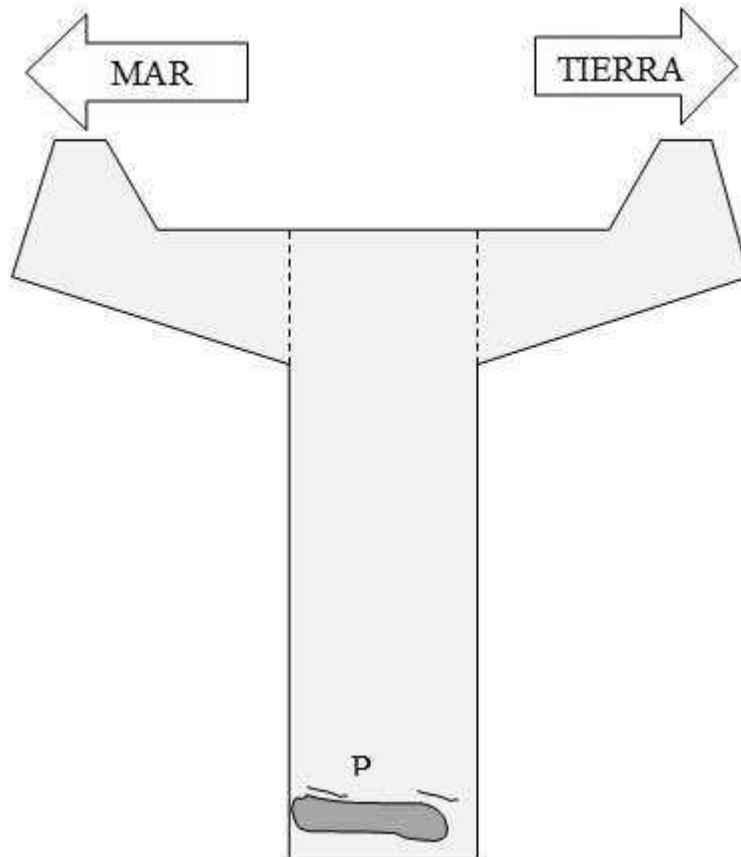


Aspecto del alero frente a tierra correspondiente al claro II.





PILA II.



INSPECCIÓN VISUAL DEL CLARO III

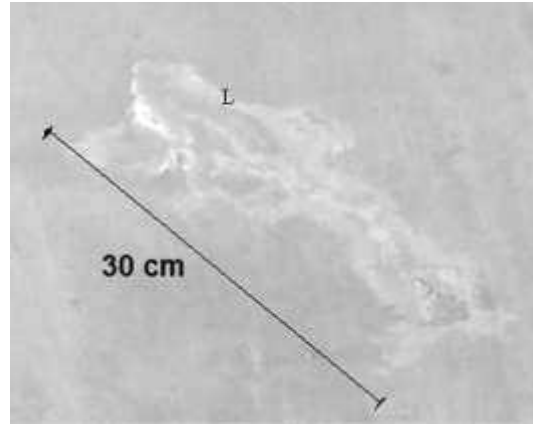




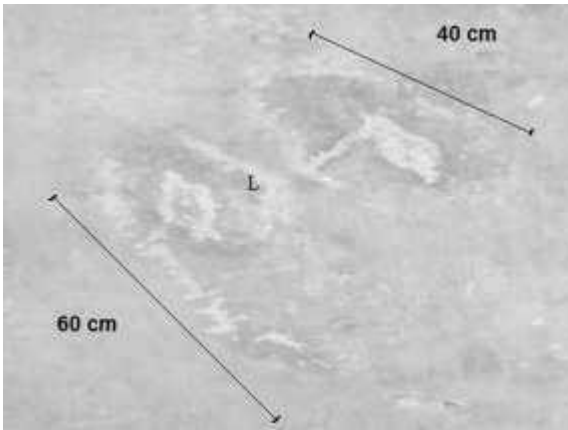
TRABE CAJÓN III.



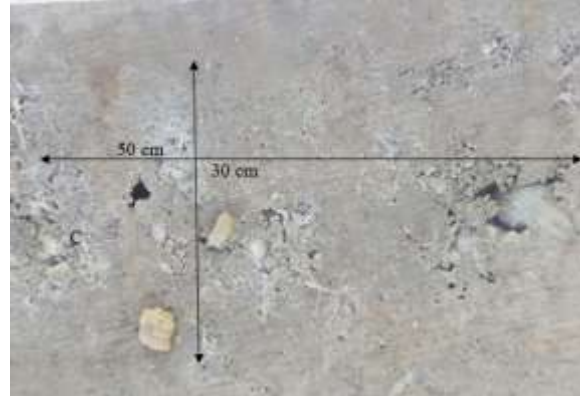
Manchas de lixiviación (120 x 40 cm) sin grietas aparentes, ubicada entre los 5 y 10 m.



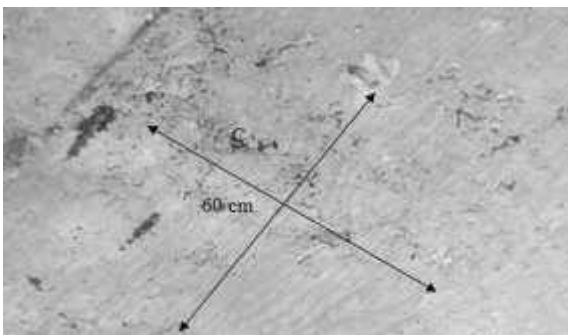
En los primeros 10 m se encuentra una lixiviación (30 x 15 cm) al inicio de la trabe.



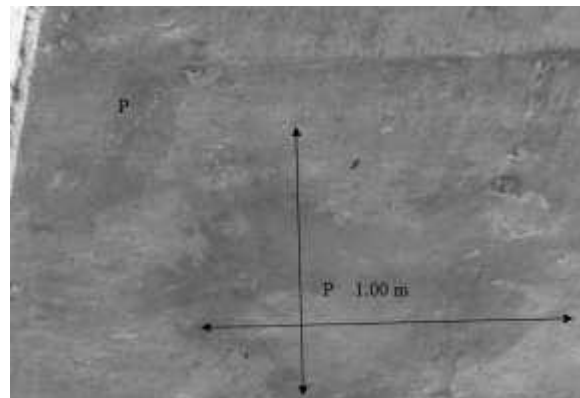
Lixiviación (60 x 40, 40 x 40 cm), con grietas, ubicado entre los 10 y 15 m.



Entre los 15 y 20 m se ubica una cangrejera de aproximadamente 50 cm x 30 cm al borde derecho(tierra) de la trabe cajón

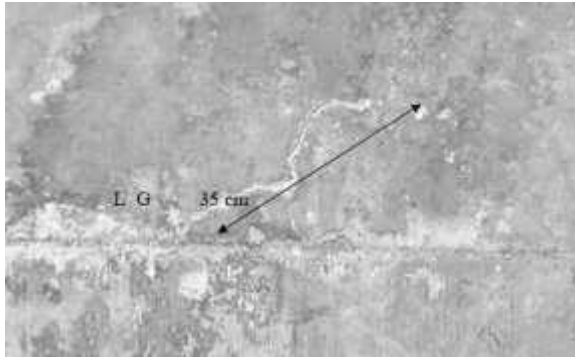


Cangrejera y acero expuesto de aproximadamente 60 cm x 60 cm al centro de la trabe cajón entre los 10 y 15 m.

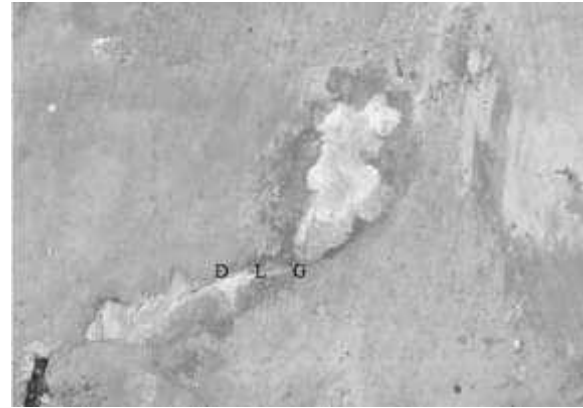


Parcheo de reparación en el borde derecho (tierra) de la trabe de aproximadamente 100 x 100 cm, entre los 15 y 20 m.

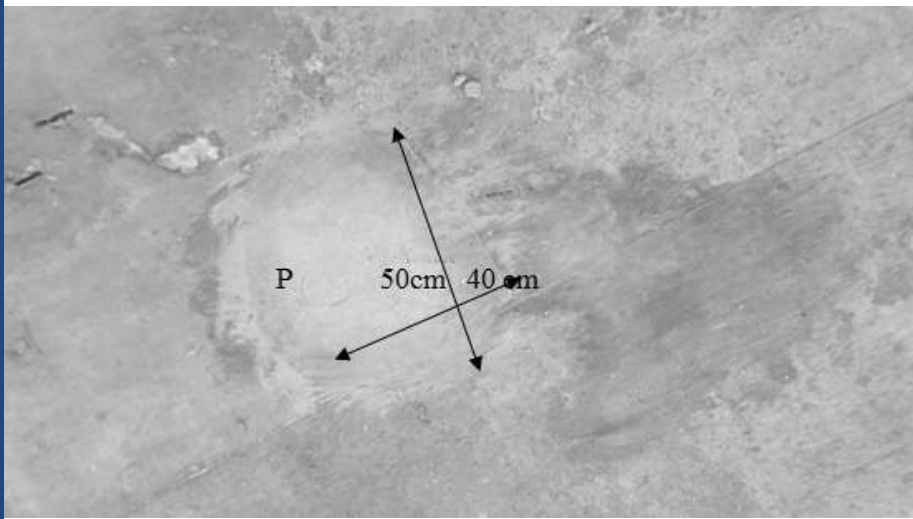




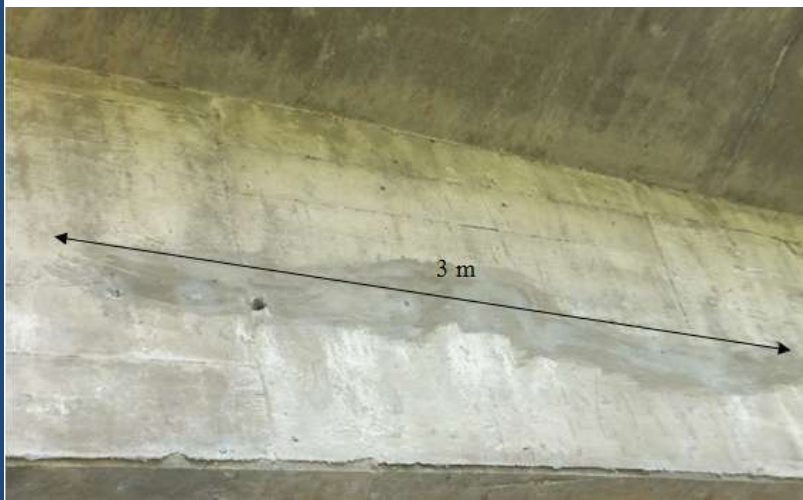
Mancha de lixiviación (40 x 40 cm) y grieta de 35 cm ubicada al final de la trabe, entre los 20 y 25 m.



Delaminación (50 x 20 cm) y acero expuesto. Ubicada al lado derecho (tierra), entre los 20 y 25 m.



Parcheo de reparación de aprox. 50 cm x 40 cm al final de la trabe. Ubicado al lado derecho, entre los 20 y 25 m.



Parcheo de reparación (300 x 40 cm) en el costado derecho de la trabe cajón, entre los 20 y 25 m.





ALERO IZQUIERDO III.



Lixiviación (200 x 20, 180 x 20, 210 x 20, 220 x 20, 100 x 10 cm) con algunas grietas presentes, ubicadas al inicio del alero izquierdo del claro III en los primeros 5 m.



Entre los 5 y 10 m existe lixiviación (190 x 30, 160 x 10, 160 x 20, 180 x 10 cm) en el alero producto de escurrimientos de agua.



Entre los 10 y 15 m se ubica una delaminación (30 x 30 cm) localizada en el alero izquierdo a la mitad del claro.





Delaminación (40 x 40 cm) localizada en la orilla del alero izquierdo, entre los 20 y 25 m.



Lixiviación (150 x 20, 50 x 15, 200 x 20, 80 x 20, 40 x 20 cm) y manchas de óxido (20 x 20, 40 x 15, 40 x 20 cm) ubicadas en el alero izquierdo, entre los 20 y 25 m.

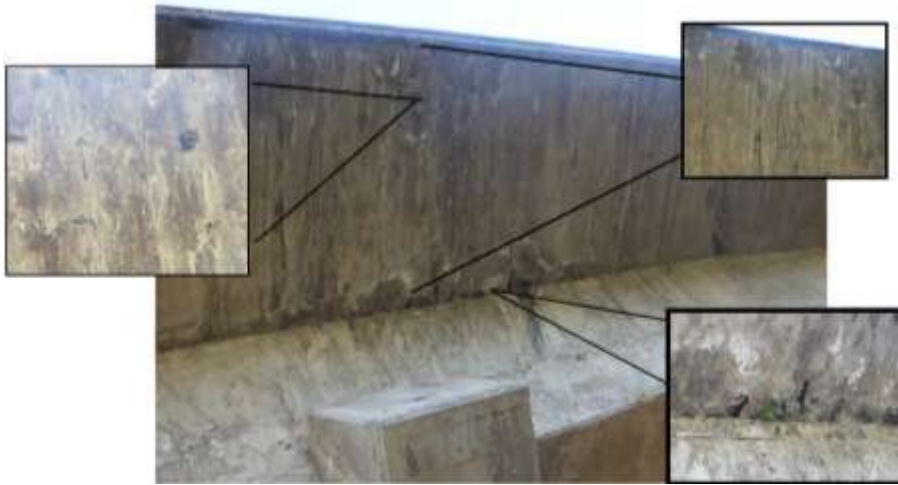


Lixiviación (180 x 20, 140 x 20, 180 x 20 cm) ubicada al final del alero izquierdo. Cerca de la pila III, entre los 30 y 35 m.





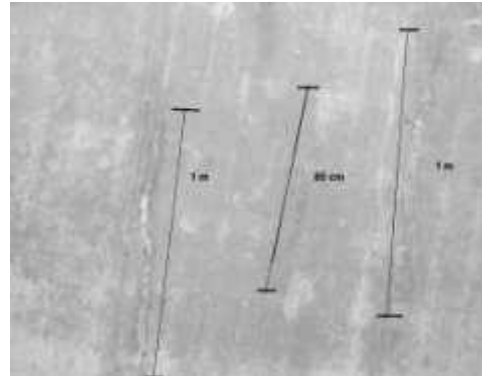
ALERO DERECHO III.



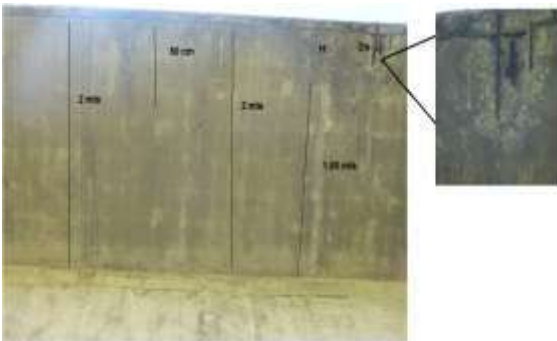
Zona inicial del alero derecho en el claro 3 que presenta manchas de humedad (60 x 30 cm), lixiviación (30 x 30 cm), desconchamiento (40 x 20 cm) y acero expuesto, ubicado entre los 5 y 10 m.



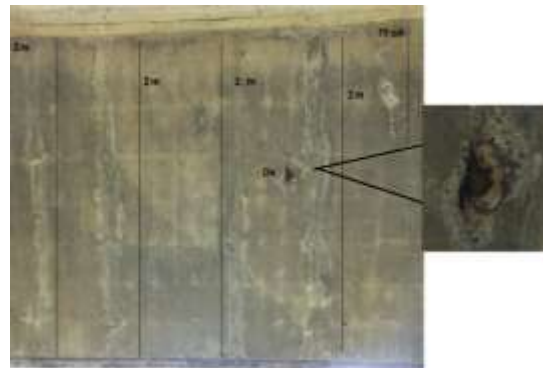
Entre los 15 y 20 m existe delaminación (50 x 30 cm) en el alero derecho a la mitad del claro.



Lixiviación (100 x 20, 85 x 10, 100 x 20 cm) con algunas grietas a la mitad del alero derecho, entre los 20 y 25 m.



Desconchamiento (20 x 20 cm), humedad (30 x 30 cm), lixiviación (200 x 20, 50 x 20, 200 x 20, 180 x 20 cm) y grietas, al inicio del alero, entre los 25 y 30 m.

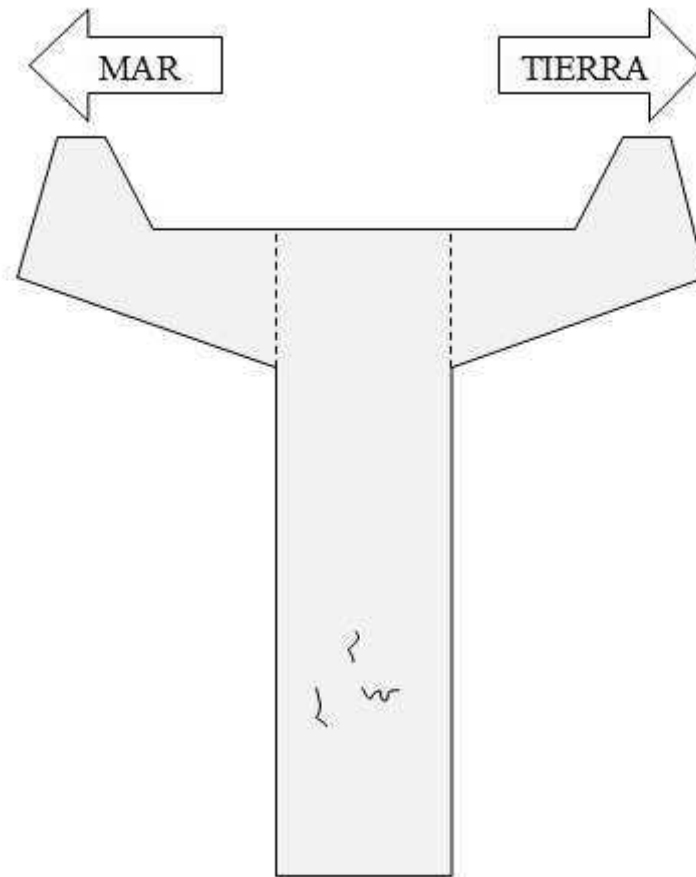


Lixiviación (200 x 20, 200 x 20, 200 x 20, 200 x 20, 70 x 20 cm) en el inicio del alero derecho y desconchamiento (30 x 20 cm), entre los 30 y 35 m.





PILA III

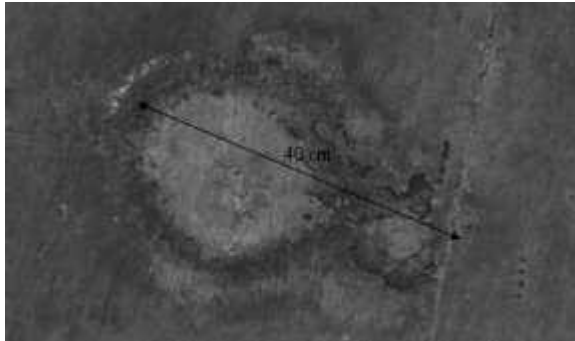


Afectaciones de la pila III.

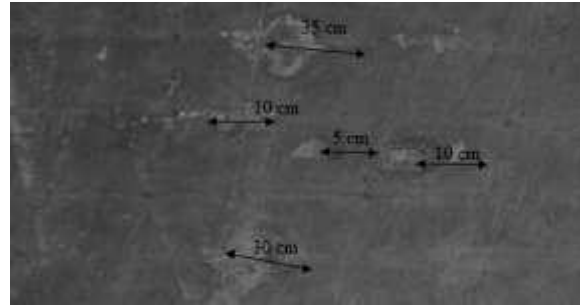




TRABE CAJÓN IV.



Entre los 5 y 10 m existe una mancha de humedad 40 x 30cm.



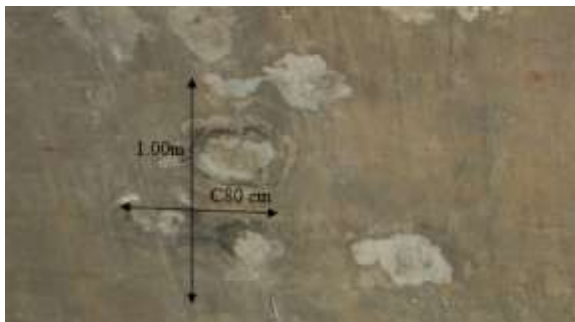
Manchas de lixiviación (30 x 20, 10 x 10, 5 x 5, 10 x 10, 35 x 35cm) con grietas, ubicada entre los 5 y 10 m.



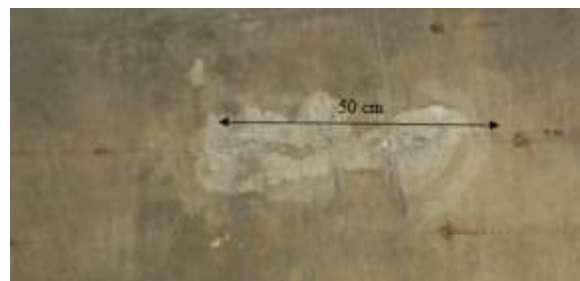
Manchas de humedad (10 x 10 cm) y lixiviación (50 x 50 cm) con grietas, se ubica entre los 5 y 10 m.



Entre los 10 y 15 m se ubica acero expuesto y manchas de humedad (10 x 10, 10 x 10 cm)



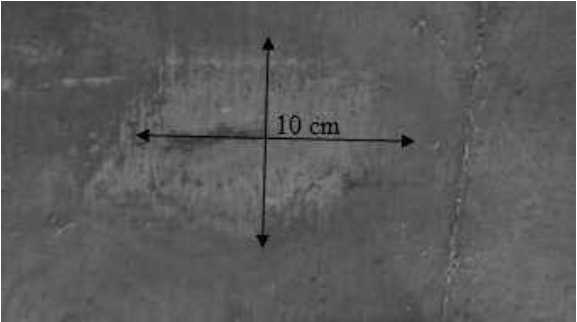
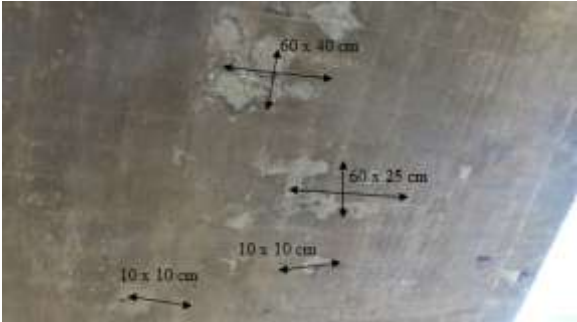
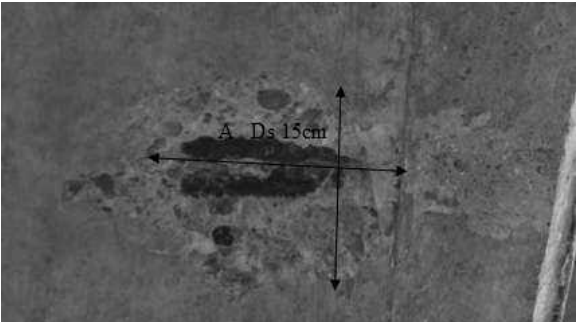
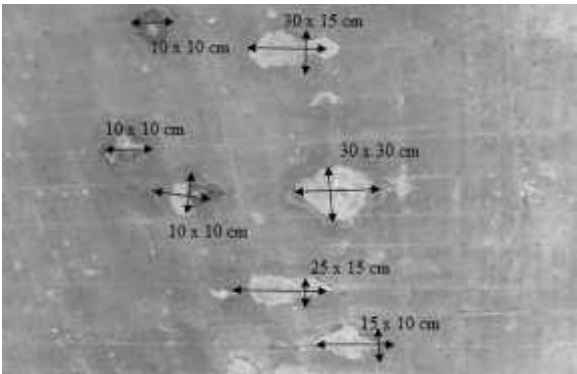
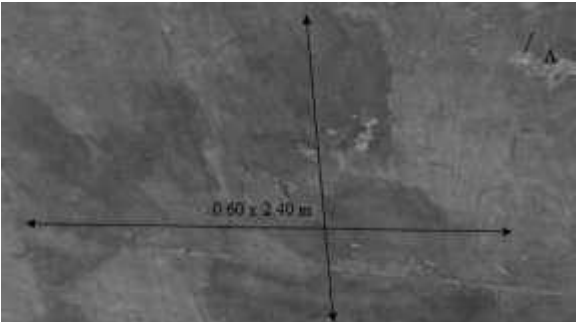
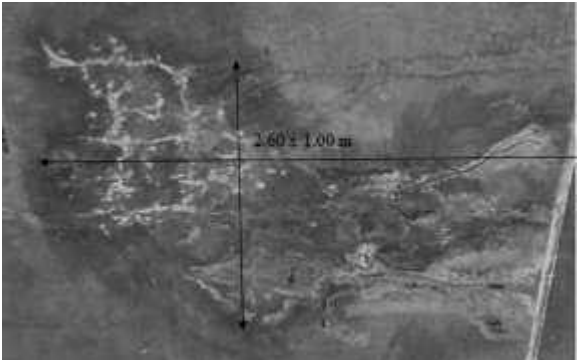
Mancha de humedad 100 x 80 cm ubicada entre los 10 y 15 m.



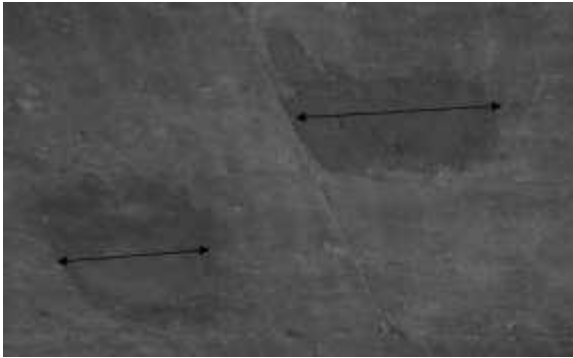
Mancha de Lixiviación 50 x 20 cm ubicada entre los 10 y 15 m.





 <p>Aceros expuestos y mancha de lixiviación 10 x 10 cm ubicada entre los 10 y 15 m.</p>	 <p>Entre los 10 y 15 m. existen manchas de lixiviación (60 x 40, 60 x 25, 10 x 10, 10 x 10 cm) con grietas</p>
 <p>Se ubica acero expuesto y desconchamiento (15 x 15 cm) entre los 10 y 15 m.</p>	 <p>Manchas de humedad (10 x 10, 10 x 10, 10 x 10 cm) y lixiviación (30 x 15, 30 x 30, 25 x 15, 15 x 10) con grietas, ubicadas entre los 15 y 20 m.</p>
 <p>Aceros expuestos y lixiviación 240 x 60 cm ubicado entre los 15 y 20 m a lo ancho del claro.</p>	 <p>Existe una mancha de lixiviación y presencia de óxidos (260 x 100 cm) con grietas, ubicada entre los 25 y 30 m.</p>





Manchas de humedad (10 x 10, 20 x 10 cm)
Ubicadas entre los 20 y 25 m al centro del claro.



Manchas de lixiviación de 240 x 70 cm con
grietas.



Aspecto del claro IV.





ALERO IZQUIERDO IV (MAR).



En los primeros 10 m existen manchas de humedad (140 x 40 cm) y presencia de óxido (50 x 20 cm) con grietas.



Manchas de humedad en los drenes (160 x 30 cm), con acero expuesto, ubicado entre los 10 y 15 m.



Entre los 20 y 25 mts. se ubican manchas de humedad (150 x 40 cm) y lixiviación (40 x 40 cm) en el dren



Aspecto del alero frente al mar correspondiente al claro IV, entre los 25 y 30 m.





ALERO DERECHO IV (TIERRA)



Manchas de humedad (6 de 200 x 20 cm).
Por escurrimiento entre los 5 y 10 m.



Entre los 5 y 10 m se ubican manchas de
humedad (4 de 150 x 40 cm). Por
escurrimiento.



A los 20 m existen manchas de humedad (4
de 180 x 10 cm) por escurrimientos.



Existe una mancha de humedad (200 x 200
cm) con lixiviación, por escurrimientos
ubicada entre los 20 y 25 m.



Mancha de humedad de 300 x 100 cm. Por
escurrimiento, ubicada entre los 25 y 30 m.

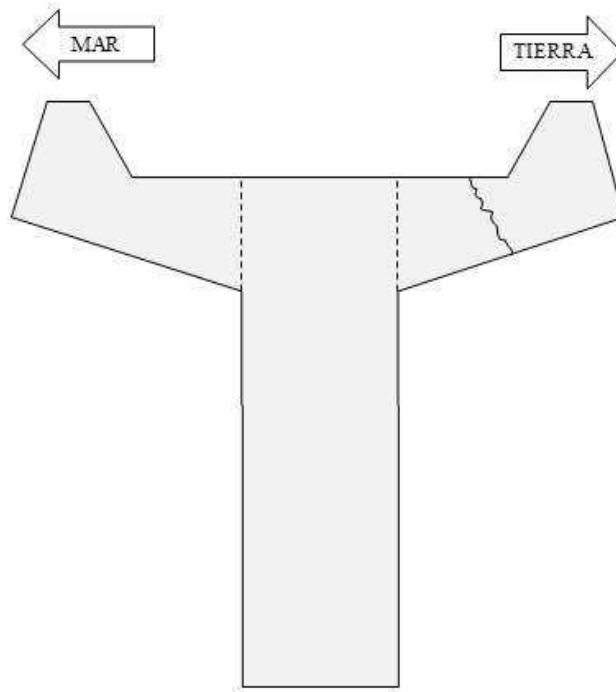


Entre los 30 y 35 m existe una mancha de
humedad (200 x 100 cm) con lixiviación
presente, por escurrimiento.





Aspecto del alero frente a tierra correspondiente al claro IV.



Afectaciones de la pila IV.





TRABE CAJÓN V.



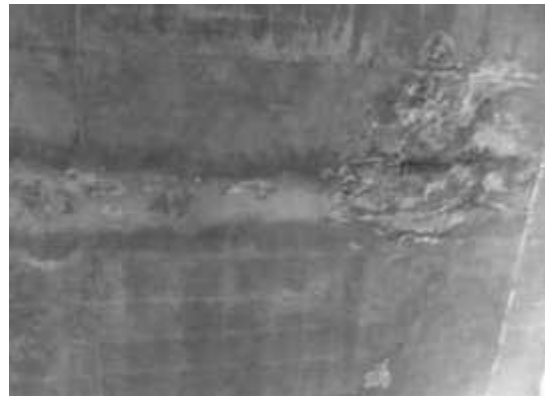
En los primeros 5 m se ubica un mancha de lixiviación (1,200 x 40 cm) con humedad, grietas y acero expuesto. Defecto que se extiende hasta el alero frente a tierra y el alero frente al mar.



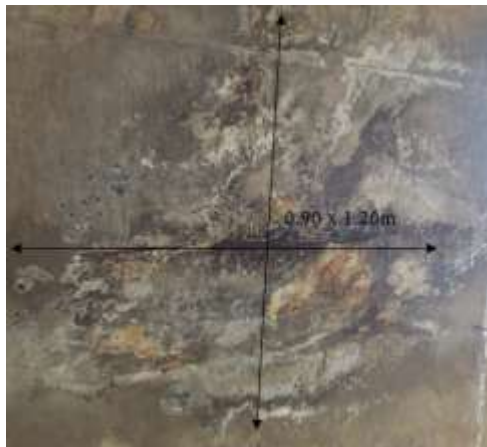
Dirección al alero frente a tierra en los primeros 5 m.



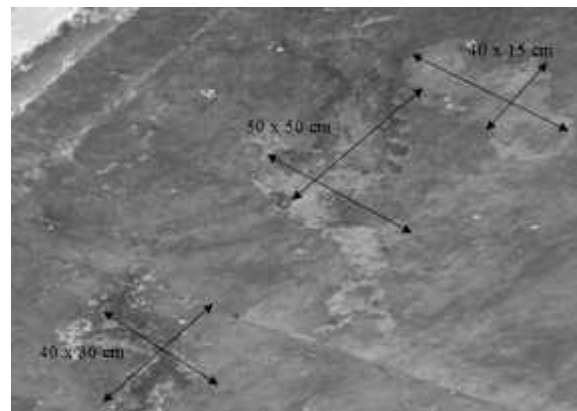
Dirección al alero frente al mar en los primeros 5 m.



Mancha de lixiviación (200 x 30 cm) y desconchamiento (40 x 40 cm) con acero expuesto y grieta en los primero 5 m.

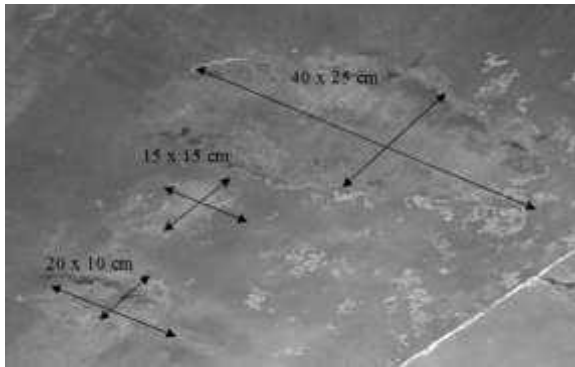


Mancha de lixiviación (120 x 90 cm) con óxidos, acero expuesto y grietas en los primeros 5 m.

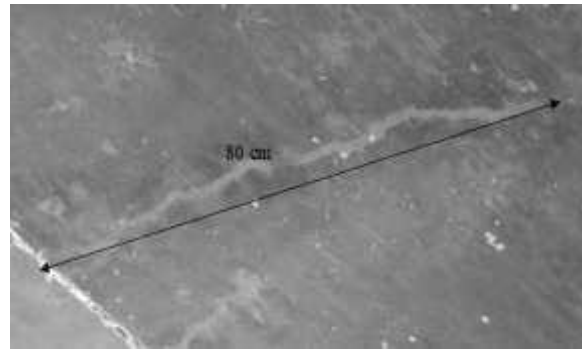


Entre los 5 y 10 m existen manchas de humedad (40 x 30, 50 x 50 cm) y lixiviación (40 x 15 cm).

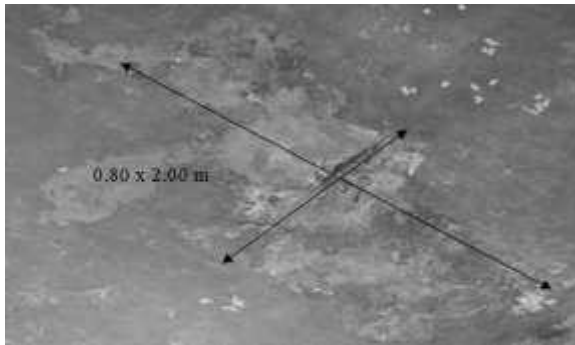




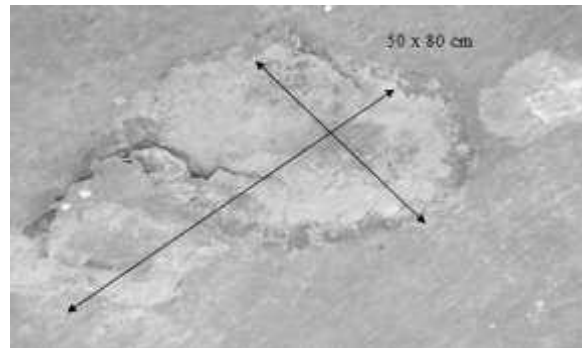
Desconchamiento (40 x 25, 20 x 10 cm) y manchas de humedad (15 x 15 cm) ubicado entre los 5 y 10 m.



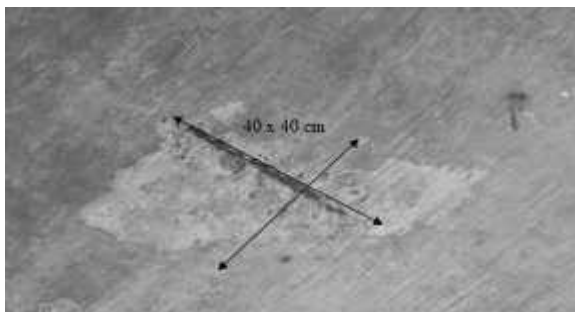
Entre los 5 y 10 m existe una mancha de lixiviación (80 x 10 cm).



Mancha de lixiviación 200 x 80 cm, entre los 5 y 10 m.



Desconchamiento (80 x 50 cm) ubicado entre los 5 y 10 m.

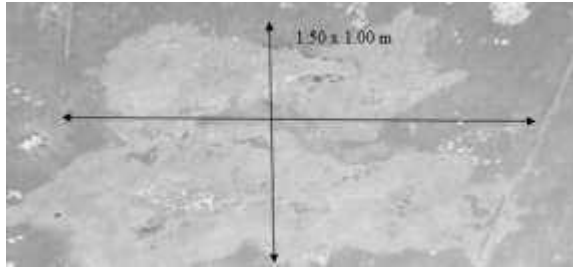


Entre los 5 y 10 m se ubica un desconchamiento (40 x 40 cm), con acero expuesto.

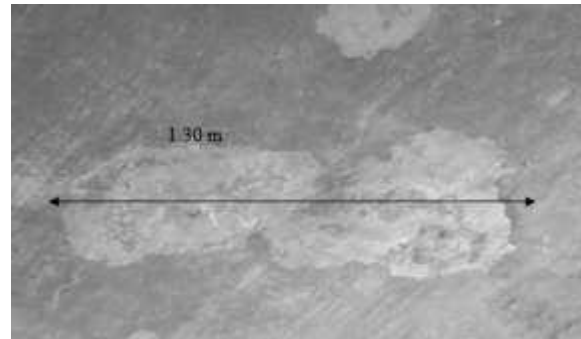


Dentro de los 5 y 10 m se ubica un desconchamiento (70 x 70 cm) con acero expuesto.





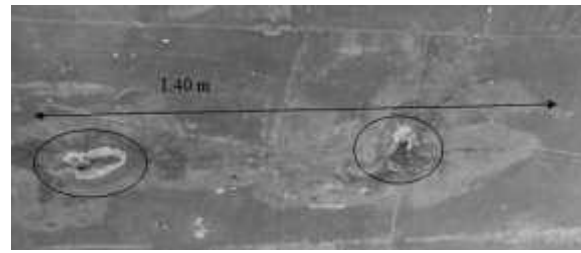
Manchas de lixiviación (150 x 100 cm) ubicadas entre los 10 y 15 m.



Se ubica una mancha de lixiviación (130 x 60 cm) entre los 10 y 15 m.



Entre los 10 y 15 m existen manchas de lixiviación (140 x 20 cm) y mancha de óxido (30 x 30 cm) con grietas.



Mancha de humedad (140 x 40 cm) y manchas de óxido (30 x 30, 30 x 30 cm) con grieta ubicadas entre los 10 y 15 m.



Lixiviación (480 x 150 cm) y mancha de óxido (80 x 80 cm) con acero expuesto, ubicado entre los 10 y 15 m.

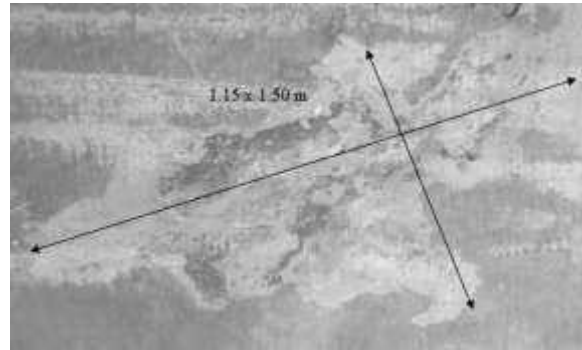


Entre los 10 y 15 m se ubica una lixiviación (100 x 80 cm) y óxido (30 x 30 cm) con acero expuesto.

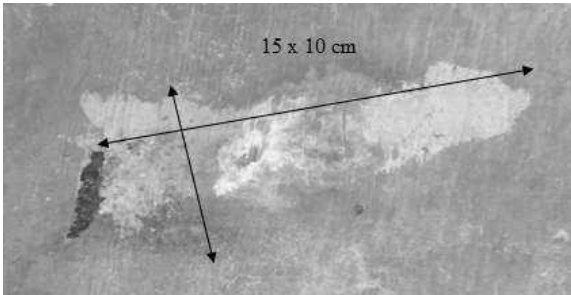




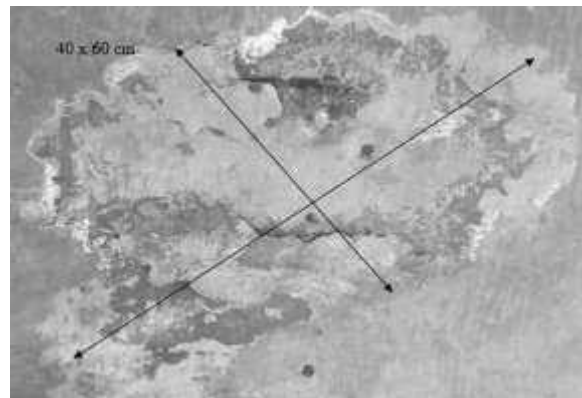
Mancha de humedad (20 x 15 cm) ubicada entre los 10 y 15 m.



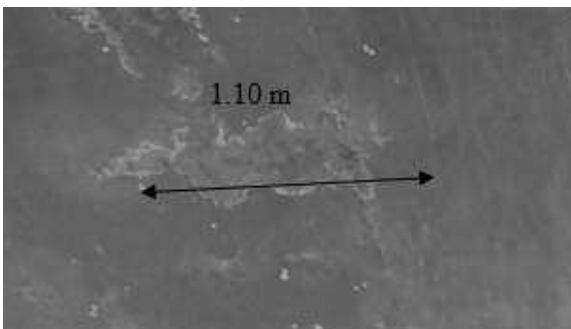
Entre los 10 y 15 m existe desconchamiento (150 x 115 cm) con grietas.



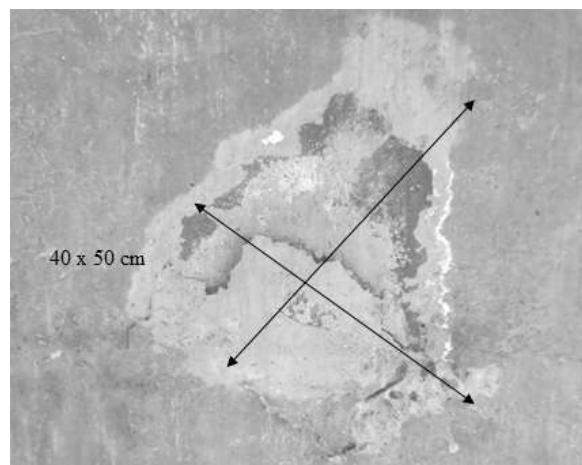
Entre los 10 y 15 m existe una lixiviación (15 x 10 cm) con acero expuesto.



Desconchamiento (60 x 40 cm) con grietas y lixiviación, ubicados entre los 10 y 15 m.

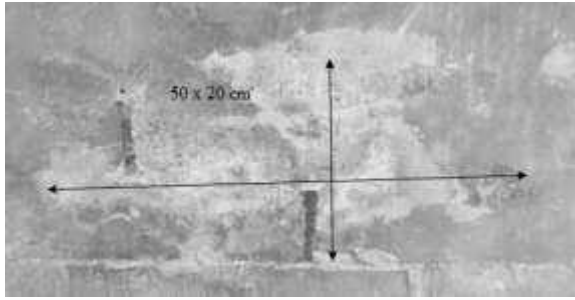


Entre los 15 y 20 m se ubica una mancha de humedad (110 x 50 cm) con grietas.

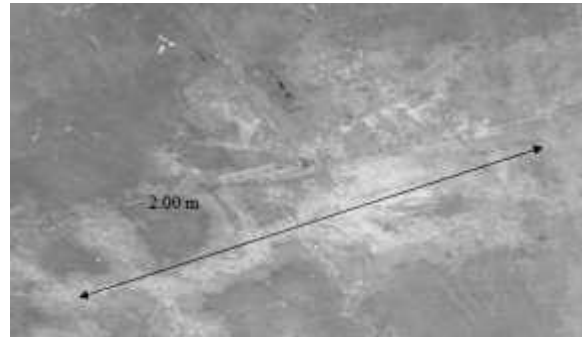


Desconchamiento (50 x 40 cm) con lixiviación y grietas, ubicados entre los 15 y 20 m.

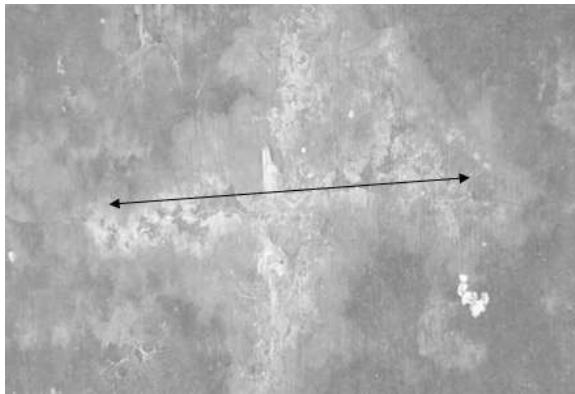




Lixiviación (50 x 20 cm) con acero expuesto, ubicado entre los 15 y 20 m.



Entre los 15 y 20 m se ubican unas manchas de lixiviación (200 x 80 cm) y grietas.



Manchas de lixiviación (100 x 100 cm) y grietas, ubicadas entre los 15 y 20 m.



Entre los 30 y 35 m existen manchas de lixiviación (200 x 40 cm) y acero expuesto.



Aspecto del claro V.





ALERO IZQUIERDO V (MAR).



En los primeros 5 m existen manchas de humedad (5 de 180 x 20 cm) presentes en el alero frente al mar, correspondiente al claro V.



Manchas de humedad (7 de 220 x 20 cm) presentes en el alero frente al mar, entre los 10 y 15 m correspondiente al claro V



Lixiviación (300 x 40 cm) defecto que inicia en el alero frente a tierra y termina en el alero frente al mar, ubicado entre los 20 y 25 m.



Aspecto del alero frente al mar, correspondiente al claro V

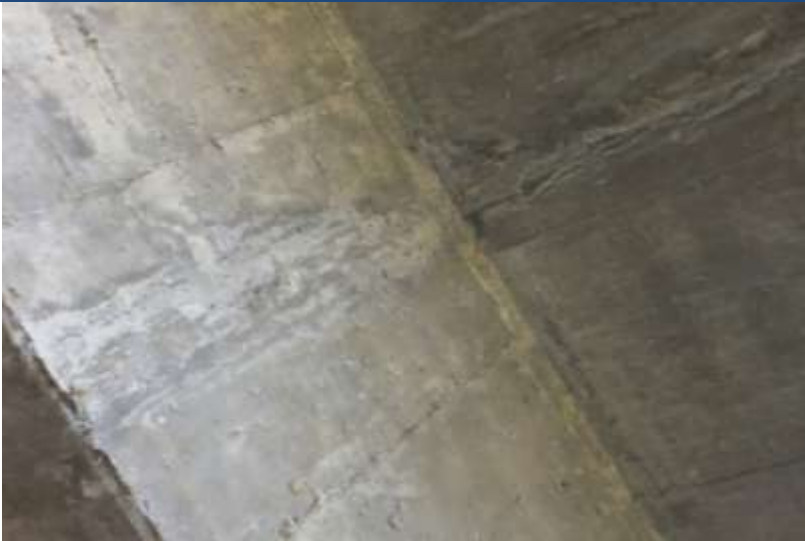




ALERO DERECHO V (TIERRA).



Alero frente a tierra, correspondiente al claro V, presenta mínimos defectos.



Lixiviación (300 x 40 cm) defecto que inicia en el alero frente a tierra y termina en el alero frente al mar.

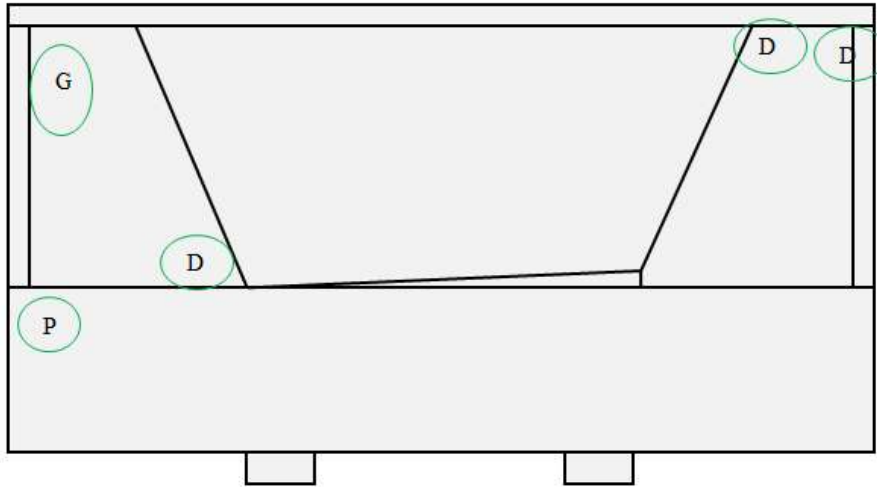


Aspecto del alero frente a tierra, correspondiente al claro V.





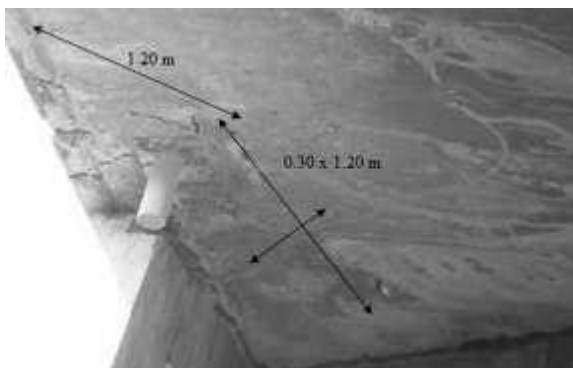
ESTRIBO 2



Daños presentes en el estribo final del cadenamiento del puente.



Aspecto del estribo 2.



Mancha de humedad por escurrimiento del drenaje ($120 \times 30\text{ cm}$) y desconchamiento ($120 \times 80\text{ cm}$) con acero expuesto.

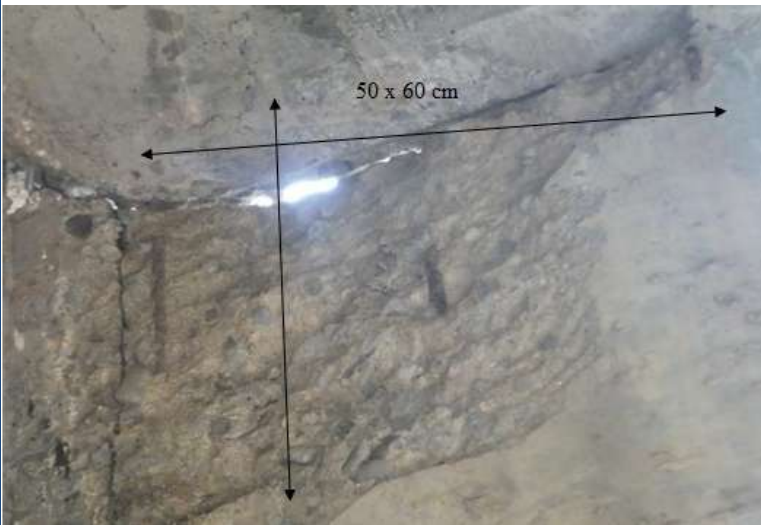


Desprendimiento (fractura $90 \times 50\text{ cm}$) con acero expuesto.

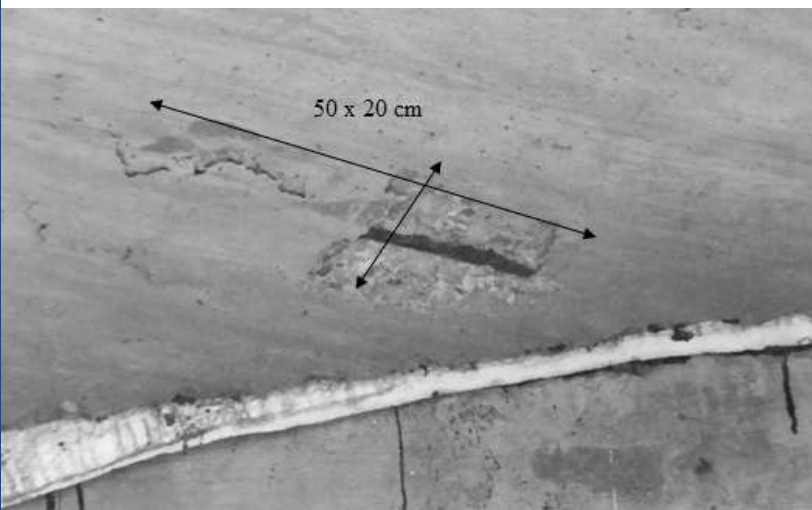




Aspecto de trabe cajón, ubicada frente al lado tierra. Mancha de humedad (300 x 120 cm.



Desconchamiento 60 x 50 cm con acero expuesto.



Desconchamiento 50 x 20 cm con acero expuesto.

