



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS
DE HIDALGO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

Tesis Profesional

**“Predicción de la Vida Útil de los Muelles de Cuatro Puertos Mexicanos
Empleando Criterios de Durabilidad”**

Que para obtener el grado de:

Maestro en Infraestructura del Transporte en la Rama de las Vías Terrestres

Presenta:

ALFONSO DÍAZ PICHARDO

Asesor de tesis:

M.A. WILFRIDO MARTÍNEZ MOLINA

Coasesor de tesis:

DRA. ANGÉLICA de LOURDES del VALLE MORENO

Morelia, Michoacán, Febrero de 2016



AGRADECIMIENTOS.

Al **Ing. Wilfrido Martínez Molina** por ser mi asesor de tesis, por la confianza brindada desde el momento en que surgió este tema, por darme la oportunidad de ser parte del equipo de inspección de muelles, por su tiempo y asesorías en este trabajo.

A mi coasesora **Dra. Angélica de Lourdes del Valle Moreno**, por sus revisiones, por sus valiosos aportes y por siempre estar en la mejor disposición de ayudar para lograr un buen trabajo.

Al **Dr. Andrés Torres Acosta**, por sus comentarios, observaciones y recomendaciones a lo largo de este trabajo, que fueron muy importantes para poder lograrlo.

Al **Dr. José Trinidad Pérez Quiroz**, por ser mi maestro durante el segundo semestre de mi formación de maestría, clase en la que aprendí mucho acerca de este tema, y por sus consejos y aportes.

A la **Dra. Elia Mercedes Alonso Guzmán**, por la confianza que deposito en mí desde el momento en que inicie mi tesis de licenciatura, por su apoyo y motivación para estudiar la maestría

Al equipo de inspección de muelles del laboratorio de materiales “Ing. Luis Silva Ruelas”, conformado por Responsable: **M.A. Wilfrido Martínez Molina** Colaboradores: **Dr. Hugo Luis Chávez García, M.I. Mauricio Arreola Sánchez, M.I. Marco Antonio Mondragón Ornelas, M.I. Noel Díaz González. M.I. Sandra del Carmen Arguello Hernández, Ing. Florencio Moisés González Valdez, Ing. Sergio Jacobo Jacobo, Ing. Rosalía Ruiz Ruiz, Ing. Judith Alejandra Velázquez Pérez, Ing. Isaías Trujillo Calderón**. Por su dedicación y valioso trabajo, que fue la base de esta investigación.

Al Laboratorio de materiales de la Facultad de Ingeniería Civil “Ing. Luis Silva Ruelas” por brindarme un espacio y las herramientas para poder llevar a cabo esta investigación.

A la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, que me dio la oportunidad de formarme como Ingeniero Civil y al departamento de posgrado de esta misma facultad que me brindó la formación de Maestro en Infraestructura del Transporte en la Rama de las Vías Terrestres.

A cada uno de mis amigos que siempre han estado ahí apoyándome y regalándome su amistad incondicional.

RESUMEN.

En México existen 16 puertos de altura, 9 se encuentran a lo largo de la costa con el océano pacífico y 7 en las costas del golfo de México, debido a la importancia económica que representan estos puertos para nuestro País es necesario que siempre se encuentren en óptimas condiciones de seguridad, funcionalidad y estética.

En este trabajo se estudiaron 4 puertos de los 16 existentes, dichos puertos se encuentran en las costas del océano pacífico. Dado que los muelles de los puertos estudiados tienen en su mayoría más de 30 años en servicio se hace necesario el tratar de conocer si ya cumplieron con su vida útil o en su defecto cuanto tiempo les queda.

El cálculo de la vida útil se realizó con el software “Life-365”. Este programa trata de modelar el proceso de corrosión por cloruros, para esto maneja dos opciones, en la primera se puede calcular el coeficiente de difusión por medio del mismo programa a partir de datos de la mezcla como es la relación agua/cemento y las adiciones de la misma, y en la segunda el coeficiente de difusión puede ser calculado con algún otro método y asignado manualmente en el programa. Para el caso de este trabajo se realizó el cálculo con ambas opciones, para la segunda opción el coeficiente de difusión se calculó a partir de la resistividad eléctrica con el modelo de la Dra. Carmen Andrade [54].

Para alimentar este software se realizó una recopilación de información, tanto de las pruebas realizadas durante la inspección de los puertos [56] como datos de proyecto y del medio ambiente en el que se sitúan.

Las pruebas que se reportan en este trabajo son: resistividad eléctrica, velocidad de pulso, concentración de cloruros, resistencia a la compresión, tensión indirecta, profundidad de carbonatación, Fagerlund, % de vacíos, potenciales de media celda y velocidad de carbonatación, los resultados obtenidos en ellas se comparan con los criterios de durabilidad que establece la Red DURAR [1].

Los resultados de vida útil obtenidos con el software “Life-365”, se compararon con el porcentaje real de daño para determinar si la predicción coincide con el estado actual de los muelles. Por último se determinó la etapa de vida en la que se encuentra cada estructura.

Palabras clave: Corrosión, Concreto armado, Durabilidad, Vida útil, predicción.

ABSTRACT.

In Mexico there are 16 ports in height, 9 are found along the coast with the Pacific Ocean and 7 on the shores of the Gulf of Mexico because of the economic importance of these ports to represent our country it is necessary that always are in optimum safety, functionality and aesthetics.

In this paper four of the 16 existing ports were studied, these ports are located on the shores of the Pacific Ocean. Since the dock pilings studied are mostly over 30 years in service it is necessary to try to find out if and fulfilled life or otherwise much time left.

The calculation of the lifetime was performed with the "Life-365" software. This program aims to model the process of chloride corrosion, to this manages two options, the first one can calculate the diffusion coefficient through the same program using data from the mixture as is the water / cement ratio and additions thereof, and the second diffusion coefficient can be calculated with some other method and manually assigned program. In the case of this work with both options calculation was performed for the second option, the diffusion coefficient was calculated from the electrical resistivity model Dra. Carmen Andrade [54].

To feed this software a collection of information, both of the tests performed during the inspection of ports [56] and project data and the environment in which they are located is performed.

The tests reported in this paper are: electrical resistivity, pulse rate, concentration of chlorides, compressive strength, indirect pressure, carbonation depth, Fagerlund,% of empty, half-cell potential and speed of carbonation, results obtained in them are compared with criteria established by the Red DURAR[1].

Life results obtained with the "Life-365" software, were compared with the actual percentage of damage to determine if the prediction matches the current state of the docks. Finally life stage in which each structure is determined.

OBJETIVOS.

Objetivo general.

El objetivo principal de este trabajo de tesis es realizar el cálculo de la vida útil de los elementos estructurales en situación más crítica tanto mecánica como ambientalmente, de los muelles de cuatro puertos marítimos de México, con el software “Life-365” y comparar este tiempo calculado con la edad y el estado que presentan los muelles actualmente.

Objetivos particulares.

1. Realizar una recopilación de la información de las pruebas realizadas [56] a los muelles de los puertos en estudio.
2. Hacer una revisión del estado del arte acerca del proceso de corrosión en estructuras de concreto en ambiente marino para entender los fenómenos y factores que propician la corrosión.
3. Establecer los criterios de durabilidad que se tomarán en cuenta en este trabajo.
4. Estudiar el funcionamiento del software “Life-365”
5. Recopilar la información de datos de proyecto, características ambientales y características de la mezcla para cada uno de los muelles en estudio.
6. Realizar el cálculo del coeficiente de difusión de cloruros mediante el modelo de la Universidad del Sur de Florida [53] y con el modelo de resistividad de la Dra. Carmen Andrade [54].
7. Ingresar todos los datos obtenidos al programa y calcular el periodo de vida útil para cada una de las estructuras evaluadas.
8. Comparar los resultados de vida útil obtenidos con la edad y el estado actual de los muelles.

JUSTIFICACIÓN.

El concreto reforzado se pensaba como un material de construcción de vida ilimitada. Sin embargo hoy en día se presentan numerosos casos de estructuras prematuramente deterioradas por corrosión del acero de refuerzo. Dicha corrosión se debe al ataque destructivo de iones cloruros que penetran desde el exterior por difusión o que fueron incorporados a la mezcla de concreto durante su fabricación.

Los elementos de concreto reforzado que conforman un muelle, principalmente las pilas o pilotes, se encuentran en las condiciones de durabilidad más adversas por estar en contacto directo con el agua de mar y además sometidos a ciclos de humedecimiento y secado por la variación de la marea. Aunado a esto, considerando que los muelles de los puertos en estudio fueron construidos en su mayoría hace más de 30 años, y dado que no fueron diseñados bajo criterios de durabilidad, la mayoría de ellos ya cumplieron con su vida de servicio

Los muelles El transporte marítimo es una fase del proceso total de transporte. En el puerto termina una fase y empieza otra; por ello que el puerto es un eslabón de la cadena del transporte, pero en realidad es mucho más, un eslabón es simplemente un enlace, un elemento de unión y la misión del puerto no es solamente de enlace, es mucho más compleja.[59]

Las características físicas y geográficas de nuestro país, en una era donde el comercio marítimo mundial exige la máxima competitividad y, ante el crecimiento considerable de flujo comercial Asia-México, Europa-México y EUA-México, lo hacen ser una alternativa viable para ser un punto logístico de movimiento de carga mundial. [27, 28, 29, 30]

Teniendo en cuenta las condiciones de ataque severo a las que se encuentran sometidos los muelles y la importancia económica que estos representan para nuestro país se hace necesario el estudio de la vida útil de cada uno de estos, para determinar si es necesario realizar reparaciones y en qué momento hacerlas.

Si se tienen pleno conocimiento del estado de los muelles se pueden programar las reparaciones, con esto se evitan pérdidas económicas por paros inesperados en las actividades y accidentes o colapsos de las estructuras.

ÍNDICE DE CONTENIDO.

DEDICATORIAS.	<i>jError! Marcador no definido.</i>
AGRADECIMIENTOS.	<i>ii</i>
RESUMEN.	<i>iii</i>
ABSTRACT.	<i>iv</i>
OBJETIVOS.	<i>v</i>
Objetivo general.	<i>v</i>
Objetivos particulares.	<i>v</i>
JUSTIFICACIÓN.	<i>vi</i>
ÍNDICE DE CONTENIDO.	<i>vii</i>
ÍNDICE DE TABLAS.	<i>xí</i>
ÍNDICE DE FIGURAS.	<i>xiii</i>
1.- Introducción	<i>1</i>
2.- Sistema Portuario	<i>3</i>
2.1. Clasificación de los puertos	<i>3</i>
2.2.- Elementos que conforman un Puerto	<i>3</i>
2.3.- Muelles y su clasificación	<i>6</i>
2.4.- Terminales y su clasificación	<i>6</i>
2.4.1.- Terminales de carga general	<i>7</i>
2.4.2.- Terminales para el manejo de cargas a granel	<i>7</i>
2.4.3.- Terminales para buques petroleros	<i>9</i>
2.4.4.-Terminales pesqueras	<i>10</i>
2.4.5.- Terminales especializadas	<i>10</i>
3.- Estado del arte. Tecnología del concreto, Durabilidad, Ambientes de exposición y Tipos de corrosión.	<i>11</i>
3.1.- Tecnología del concreto.	<i>11</i>
3.1.1.- Cemento.	<i>11</i>
3.1.2.- Tipos de cemento.	<i>11</i>
3.1.3.- Agregados pétreos.	<i>15</i>
3.1.3.1.- Agregado fino (arena)	<i>16</i>
3.1.3.2.- Agregado grueso (grava)	<i>16</i>
3.1.4.- Agua para el concreto.	<i>17</i>
3.1.5.- Relación Agua/Cemento.	<i>19</i>

3.1.6.- Adiciones. _____	20
3.1.7.- Aditivos. _____	21
3.2.- Durabilidad _____	23
3.2.1.- Durabilidad del Concreto. _____	24
3.2.2 Criterios de durabilidad para las estructuras de concreto reforzado _____	25
3.3 Ambientes de exposición _____	26
3.3.1.- Clasificación de la agresividad del medio ambiente. _____	27
3.3.1.1 Clasificación de la agresividad del medio ambiente (ACI) _____	27
3.3.1.2 Clasificación de la agresividad del medio ambiente (Normativa Española EHE-08) _____	29
3.3.2.- Influencia de la climatología en la corrosión. _____	33
3.3.3.- Clasificación y distribución de los climas. _____	34
3.3.4.- Climas de la república mexicana. _____	36
3.4.- Tipos de corrosión y factores que la propician _____	37
3.4.1.- Definición de Corrosión en estructuras de concreto armado. _____	37
3.4.2.- Tipos de corrosión _____	39
3.4.2.1.- Corrosión localizada. _____	39
3.4.2.2.- Corrosión generalizada. _____	40
3.4.2.3.- Corrosión galvánica. _____	40
3.4.3 Diagrama de Pourbaix _____	41
3.4.4.- Dosificación del concreto _____	42
3.4.5.- Tipo y cantidad de cemento _____	44
3.4.6.- Espesor del recubrimiento de concreto. _____	45
3.4.7.- Porosidad del concreto _____	46
3.4.8.- Resistividad del concreto _____	46
3.4.9.- Existencia de fisuras _____	47
3.4.10.- Humedad del ambiente de exposición _____	48
3.4.11.- Efecto de la temperatura. _____	48
3.4.12.- Carbonatación _____	49
3.4.13.- Ataque por sulfatos. _____	50
3.4.14.- Ataque por cloruros. _____	51
3.4.14.1.- Tipos de cloruros _____	51
3.4.14.2.- Procedencia de los cloruros _____	52
3.4.15.- Lixiviación por aguas blandas. _____	52
4.- Inspección de los muelles en estudio. _____	54
4.1.- Muelles en estudio. _____	54
4.1.1.- Características constructivas. _____	54
4.2.- Metodología y plan de trabajo de la inspección _____	62
4.2.1.- Inspección preliminar. _____	62
4.2.2.- Inspección detallada. _____	65
4.2.3.- Códigos de clasificación de daños. _____	65
4.2.4.- Formatos de levantamiento de daños. _____	71
4.2.5.- Pruebas realizadas a la estructura. _____	76
4.2.5.1.- Ubicación y determinación de la profundidad del armado. _____	76

4.2.5.2.- Esclerometría.	77
4.2.5.3.- Extracción de núcleos de concreto.	78
4.2.5.4.- Resistividad eléctrica.	79
4.2.5.5.- Velocidad de pulso ultrasónico.	80
4.2.5.6.- Profundidad de Carbonatación.	83
4.2.5.7.- Concentración de cloruros	84
4.2.5.8.- Resistencia a la compresión.	86
4.2.5.9.- Resistencia a tensión indirecta.	87
4.2.5.10.- % de vacíos totales.	89
4.2.5.11.- Fagerlund.	90
4.2.5.12.- velocidad de corrosión (G.Cor).	91
4.2.5.13.- Medición de potenciales.	92
5.- Cálculo de la vida útil de las estructuras.	96
5.1.- Modelos de durabilidad.	96
5.2.- Periodo de iniciación.	97
5.3.- Periodo de propagación.	97
5.4.- Vida residual	98
5.4.1.- Estado límite de servicio (ELS).	98
5.4.2.- Estado límite último (ELU).	98
5.5.- Software “Life-365”	99
5.5.1.- Modelo de predicción de vida útil “Life-365”	101
5.5.2.- Parámetros de entrada para la predicción de vida útil.	104
5.5.3.- Reportes de predicción.	127
6.- Resultados	131
6.1.- Resultados de las pruebas realizadas.	131
6.1.1.- Resistividad eléctrica.	139
6.1.2.- Velocidad de pulso ultrasónico.	142
6.1.3.- Concentración de cloruros.	146
6.1.4.- Resistencia a la compresión.	148
6.1.5.- Tensión indirecta.	152
6.1.6.- Profundidad de carbonatación.	155
6.1.7.- Fagerlund.	158
6.1.8.- % de vacíos.	161
6.1.9.- Potenciales de media celda	164
6.1.10.- Velocidad de corrosión.	166
6.2.- Predicción de la vida útil de los puertos en estudio.	168
6.2.1.- Resultados de vida útil utilizando el modelo de “Life-365”	168
6.2.2.- Resultados de vida útil utilizando el modelo de Resistividad	170
6.2.3 Comparativa de la vida de servicio calculada con ambos modelos	173
6.3.- Porcentaje de elementos dañados por corrosión.	175

6.4.- Acumulados generales de vida de servicio.	176
7.- Análisis y discusión de resultados	180
7.1 Pruebas realizadas	180
7.2 Predicción de la vida útil de las estructuras.	188
8.- Conclusiones.	193
9.- Bibliografía.	194

ÍNDICE DE TABLAS.

Tabla 3.1. Tipos de Cemento Requeridos para la Exposición del Concreto a los Sulfatos en Suelo o en Agua	12
Tabla 3.2 Tipos de cementos de acuerdo a la norma NMX-C-414-ONNCCE	13
Tabla 3.3. Características especiales de los cementos de acuerdo a la norma NMX-C-414-ONNCCE	13
Tabla 3.4 Composición de los 6 tipos de cemento de acuerdo a la norma NMX-C-414-ONNCCE	14
Tabla 3.5 Características de resistencia y fraguado de acuerdo a la clase resistente de los cementos	15
Tabla 3.6 Parámetros de graduación para la arena que se pretende utilizar para fabricar concreto hidráulico.	16
Tabla 3.7 Normas aplicables para determinar la calidad del agua para morteros y concreto	18
Tabla 3.8 Clasificación del agua de acuerdo a la norma NMX-C-122	18
Tabla 3.9. Relación Agua/Material cementante máxima y resistencia de diseño mínima para varias condiciones de exposición.	19
Tabla 3.10. Requisitos para el concreto expuesto a los sulfatos del suelo y del agua.	20
Tabla 3.11. Aditivos de concreto según su clasificación.	22
Tabla. 3.12. Criterios de Resistividad eléctrica.	25
Tabla. 3.13. Criterios de Velocidad de pulso ultrasónico	25
Tabla. 3.14 Criterios de Porosidad.	26
Tabla. 3.15. Criterios para Potenciales de media celda	26
Tabla. 3.16. Criterios de Velocidad de corrosión.	26
Tabla. 3.17. Clasificación de la agresividad del medio ambiente.[13]	27
Tabla. 3.18. Clasificación de la agresividad del medio ambiente con base en los parámetros de los agentes relacionados con la durabilidad de las estructuras. [13]	28
Tabla. 3.19. Clasificación del ambiente relacionada con la durabilidad del concreto.[13]	28
Tabla. 3.20. Clases generales de exposición relativas a la corrosión de las armaduras.	30
Tabla. 3.21. Clases específicas de exposición relativas a otros procesos de deterioro distintos de la corrosión	32
Tabla. 3.22. Clasificación de la agresividad química.	33
Tabla. 3.23. Máxima relación agua/cemento de acuerdo al tipo de exposición.	43
Tabla. 3.24. Resistencias mínimas recomendadas en función de la durabilidad.	43
Tabla. 3.25. Mínimo contenido de cemento, frente a las diferentes clases de exposición	44
Tabla. 3.26. Recubrimientos mínimos en mm para las clases de exposición III y IV	45
Tabla. 4.1. Características constructivas del muelle del puerto 1 en estudio.	57
Tabla. 4.2. Características constructivas de los muelles del puerto 2 en estudio.	58
Tabla. 4.3. Características constructivas de los muelles del puerto 3 en estudio.	59
Tabla. 4.4. Características constructivas de los muelles del Puerto 4 en estudio.	60
Tabla. 4.5. Código de clasificación simplificada de daños [31]	66
Tabla. 4.6. Riesgo a la corrosión en función de la resistividad	80
Tabla. 4.7. Clasificación del concreto de acuerdo a la velocidad de pulso	83
Tabla. 4.8. Criterios de valoración de potenciales del acero en el concreto vs. (Cu/CuSO4)	94
Tabla. 5.1. Registro de temperatura de la estación meteorológica Tehuantepec, Santo Domingo Oaxaca.	109
Tabla. 5.2. Registro de temperatura de la estación meteorológica N° 00026177. Francisco (FFCC) Guaymas Sonora.	112
Tabla. 5.3. Registro de temperatura de la estación meteorológica N° 00016013 Caleta de Campos, Lázaro Cárdenas Michoacán	113

<i>Tabla. 5.4. Registro de temperatura de la estación meteorológica N° 6025 Venustiano Carranza, Manzanillo Colima.</i>	115
<i>Tabla. 5.5. Valores de coeficiente de difusión para los especímenes del “Puerto 1”</i>	120
<i>Tabla. 5.6. Valores de coeficiente de difusión para los especímenes del “Puerto 2”</i>	120
<i>Tabla. 5.7. Valores de coeficiente de difusión para los especímenes del “Puerto 3”</i>	120
<i>Tabla. 5.8. Valores de coeficiente de difusión para los especímenes del “Puerto 4”</i>	121
<i>Tabla. 5.9. Coeficiente de difusión para el “Puerto 1”.</i>	122
<i>Tabla. 5.10. Coeficiente de difusión para el “Puerto 2”.</i>	123
<i>Tabla. 5.11. Coeficiente de difusión para el “Puerto 3”.</i>	123
<i>Tabla. 5.12. Coeficiente de difusión para el “Puerto 4”.</i>	124
<i>Tabla. 6.1. Clasificación de especímenes por prueba realizada “Puerto 1”</i>	131
<i>Tabla. 6.2. Clasificación de especímenes por prueba realizada “Puerto 2”</i>	133
<i>Tabla. 6.3. Clasificación de especímenes por prueba realizada “Puerto 3”</i>	134
<i>Tabla. 6.4. Clasificación de especímenes por prueba realizada “Puerto 4”</i>	136
<i>Tabla 6.5 Porcentaje de elementos dañados del “Puerto 1”</i>	175
<i>Tabla 6.6 Porcentaje de elementos dañados del “Puerto 2”</i>	175
<i>Tabla 6.7 Porcentaje de elementos dañados del “Puerto 3”</i>	175
<i>Tabla 6.8 Porcentaje de elementos dañados del “Puerto 4”</i>	176

ÍNDICE DE FIGURAS.

Figura. 3.1. Modelo de vida útil de Tuutti. _____	24
Figura 3.2. Climatología de la república mexicana de acuerdo con Köppen.[15] _____	36
Figura. 3.3. Distribución de isolíneas de humedad promedio anuales en la república mexicana. _____	37
Figura. 3.4. Proceso de manufactura y corrosión del acero. [16] _____	38
Figura. 3.5. Elementos que constituyen la celda de corrosión.[1] _____	38
Figura. 3.6. Mecanismo de corrosión generalizada en una estructura (Carbonatación). [1] _____	40
Figura.3.7. Diagrama de Pourbaix [19] _____	42
Figura. 3.8. Influencia en la cinética de la carbonatación. a) la dosificación del concreto; b) la relación agua cemento; y c) la humedad relativa ambiental. _____	50
Figura. 4.1 Marcado de identificación de los elementos en el puerto 1 _____	63
Figura. 4.2 Marcado de identificación de los elementos en el puerto 2 _____	63
Figura. 4.3 Marcado de identificación de los elementos en el puerto 3 _____	64
Figura. 4.4 Marcado de identificación de los elementos en el puerto 4 _____	64
Figura. 4.5. Formato de registro de daños en pilotes o pilas _____	72
Figura. 4.6. Formato de registro para la medición de potenciales de media celda en pilotes. _____	73
Figura. 4.7. Formato para el registro de la prueba de Esclerometría en pilotes. _____	74
Figura. 4.8. Formato para el registro de la prueba de velocidad de corrosión en pilotes. _____	75
Figura. 4.9. Diagrama de la conexión del voltímetro para realizar la medición de potenciales _____	94
Figura. 5.1. Modelo de Durabilidad “Vida útil y vida residual” _____	99
Figura 5.2. Interfaz principal del software “Life-365” _____	101
Figura. 5.3. Software “Life-365” pantalla del módulo de datos de proyecto _____	105
Figura. 5.4. Software “Life-365” pantalla del módulo de datos de exposición al medio ambiente _____	107
Figura. 5.5. Software “Life-365” pantalla del módulo de características de las mezclas de concreto _____	117
Figura. 5.6. Modelo para calcular el Coeficiente de Difusión [53] _____	118
Figura. 5.7. Modelo de coeficiente de difusión a partir de la resistividad [54] _____	122
Figura. 5.8. Software “Life-365” pantalla del módulo de asignación de costos individuales de materiales y reparaciones. _____	126
Figura. 5.9. Reporte de vida de servicio de la Estructura. “Life-365” _____	127
Figura. 5.10. Reporte de costos por ciclo de vida de la estructura. “Life-365” _____	129
Figura. 6.1. Resultados de resistividad para los especímenes del “Puerto 1” _____	139
Figura. 6.2. Resultados de resistividad para los especímenes del “Puerto 2” _____	139
Figura. 6.3. Resultados de resistividad para los especímenes del “Puerto 3” _____	140
Figura. 6.4. Resultados de resistividad para los especímenes del “Puerto 4” Parte 1 _____	140
Figura. 6.5. Resultados de resistividad para los especímenes del “Puerto 4” Parte 2 _____	141
Figura. 6.6. Resultados de resistividad para los especímenes del “Puerto 4” Parte 3 _____	141
Figura. 6.7. Resultados de resistividad para los especímenes del “Puerto 4” Parte 4 _____	142
Figura. 6.8. Resultados de Velocidad de Pulso Ultrasónico “Puerto 1” _____	142
Figura. 6.9. Resultados de Velocidad de Pulso Ultrasónico “Puerto 2” _____	143
Figura. 6.10. Resultados de Velocidad de Pulso Ultrasónico “Puerto 3” _____	143
Figura. 6.11. Resultados de Velocidad de Pulso Ultrasónico “Puerto 4” sección 1 _____	144
Figura. 6.12. Resultados de Velocidad de Pulso Ultrasónico “Puerto 4” sección 2 _____	144
Figura. 6.13. Resultados de Velocidad de Pulso Ultrasónico “Puerto 4” sección 3 _____	145
Figura. 6.14. Resultados de Velocidad de Pulso Ultrasónico “Puerto 4” sección 4 _____	145

Figura. 6.15. Resultados de Concentración de Cloruros “Puerto 1”	146
Figura. 6.16. Resultados de Concentración de Cloruros “Puerto 2”	146
Figura. 6.17. Resultados de Concentración de Cloruros “Puerto 3”	147
Figura. 6.18. Resultados de Concentración de Cloruros “Puerto 4” parte 1	147
Figura. 6.19. Resultados de Concentración de Cloruros “Puerto 4” parte 2	148
Figura. 6.20. Resultados de Resistencia a la compresión simple “Puerto 1”	148
Figura. 6.21. Resultados de Resistencia a la compresión simple “Puerto 2”	149
Figura. 6.22. Resultados de Resistencia a la compresión simple “Puerto 3”	149
Figura. 6.23. Resultados de Resistencia a la compresión simple “Puerto 4” parte 1	150
Figura. 6.24. Resultados de Resistencia a la compresión simple “Puerto 4” parte 2	150
Figura. 6.25. Resultados de Resistencia a la compresión simple “Puerto 4” parte 3	151
Figura. 6.26. Resultados de Resistencia a la compresión simple “Puerto 4” parte 4	151
Figura. 6.27. Resultados de Resistencia a Tensión Indirecta “Puerto 1”	152
Figura. 6.28. Resultados de Resistencia a Tensión Indirecta “Puerto 2”	152
Figura. 6.29. Resultados de Resistencia a Tensión Indirecta “Puerto 3”	153
Figura. 6.30. Resultados de Resistencia a Tensión Indirecta “Puerto 4” parte 1	153
Figura. 6.31. Resultados de Resistencia a Tensión Indirecta “Puerto 4” parte 2	154
Figura. 6.32. Resultados de Resistencia a Tensión Indirecta “Puerto 4” parte 3	154
Figura. 6.33. Resultados de Profundidad de Carbonatación “Puerto 1”	155
Figura. 6.34. Resultados de Profundidad de Carbonatación “Puerto 2”	155
Figura. 6.35. Resultados de Profundidad de Carbonatación “Puerto 3”	156
Figura. 6.36. Resultados de Profundidad de Carbonatación “Puerto 4” parte 1	156
Figura. 6.37. Resultados de Profundidad de Carbonatación “Puerto 4” parte 2	157
Figura. 6.38. Resultados de Profundidad de Carbonatación “Puerto 4” parte 3	157
Figura. 6.39. Resultados de Porosidad efectiva “Puerto 1”	158
Figura. 6.40. Resultados de Porosidad efectiva “Puerto 2”	158
Figura. 6.41. Resultados de Porosidad efectiva “Puerto 3”	159
Figura. 6.42. Resultados de Porosidad efectiva “Puerto 4” parte 1	159
Figura. 6.43. Resultados de Porosidad efectiva “Puerto 4” parte 2	160
Figura. 6.44. Resultados de Porosidad efectiva “Puerto 4” parte 3	160
Figura. 6.45. Resultados de % de vacíos “Puerto 1”	161
Figura. 6.46. Resultados de % de vacíos “Puerto 2”	161
Figura. 6.47. Resultados de % de vacíos “Puerto 3”	162
Figura. 6.48. Resultados de % de vacíos “Puerto 4” parte 1	162
Figura. 6.49. Resultados de % de vacíos “Puerto 4” parte 2	163
Figura. 6.50. Resultados de % de vacíos “Puerto 4” parte 3	163
Figura. 6.51. Resultados de % de vacíos “Puerto 4” parte 3	164
Figura. 6.52. Resultados de % acumulado de Potenciales de media celda “Puerto 1”	164
Figura. 6.53. Resultados de % acumulado de Potenciales de media celda “Puerto 2”	165
Figura. 6.54. Resultados de % acumulado de Potenciales de media celda “Puerto 3”	165
Figura. 6.55. Resultados de % acumulado de Potenciales de media celda “Puerto 4”	166
Figura. 6.56. Resultados de % acumulado de velocidades de corrosión “Puerto 1”	166
Figura. 6.57. Resultados de % acumulado de velocidades de corrosión “Puerto 2”	167
Figura. 6.58. Resultados de % acumulado de velocidades de corrosión “Puerto 4”	167
Figura. 6.59. Resultados de Vida de Servicio para los elementos del “Puerto 1”	168
Figura. 6.60. Resultados de Vida de Servicio para los elementos del “Puerto 2”	168

Figura. 6.61. Resultados de Vida de Servicio para los elementos del “Puerto 3”	169
Figura. 6.62. Resultados de Vida de Servicio para los elementos del “Puerto 4” parte 1	169
Figura. 6.63. Resultados de Vida de Servicio para los elementos del “Puerto 4” parte 2	170
Figura. 6.64. Resultados de Vida de Servicio para los elementos del “Puerto 1”	170
Figura. 6.65. Resultados de Vida de Servicio para los elementos del “Puerto 2”	171
Figura. 6.66. Resultados de Vida de Servicio para los elementos del “Puerto 3”	171
Figura. 6.67. Resultados de Vida de Servicio para los elementos del “Puerto 4” parte 1	172
Figura. 6.68. Resultados de Vida de Servicio para los elementos del “Puerto 4” parte 2	172
Figura. 6.69. Comparación de vida de servicio calculada con el modelo de Life-365 y Resistividad “Puerto 1”	173
Figura. 6.70. Comparación de vida de servicio calculada con el modelo de Life-365 y Resistividad “Puerto 2”	173
Figura. 6.71. Comparación de vida de servicio calculada con el modelo de Life-365 y Resistividad “Puerto 3”	174
Figura. 6.72. Comparación de vida de servicio calculada con el modelo de Life-365 y Resistividad “Puerto 4” parte 1	174
Figura. 6.73. Comparación de vida de servicio calculada con el modelo de Life-365 vs Resistividad “Puerto 4” parte 2	175
Figura. 6.74. Acumulado general de vida de servicio “Puerto 1”	176
Figura. 6.75. Acumulado general de vida de servicio “Puerto 2”	176
Figura. 6.76. Acumulado general de vida de servicio “Puerto 3” muelle G	177
Figura. 6.77. Acumulado general de vida de servicio “Puerto 3” muelle T.	177
Figura. 6.78. Acumulado general de vida de servicio “Puerto 4” banda A	177
Figura. 6.79. Acumulado general de vida de servicio “Puerto 4” banda B.	178
Figura. 6.80. Acumulado general de vida de servicio “Puerto 4” banda C.	178
Figura. 6.81. Acumulado general de vida de servicio “Puerto 4” muelle 13.	178
Figura. 6.82. Acumulado general de vida de servicio “Puerto 4” muelle 14.	179
Figura. 6.83. Acumulado general de vida de servicio “Puerto 4” muelle 15.	179

1.- Introducción

A finales del siglo pasado y principios del presente, el concreto armado tuvo una rápida expansión en su utilización, esto gracias a sus excepcionales virtudes como material de construcción. El volumen, la variedad y formas de las obras que se pueden construir, generó una constante transformación en la industria de equipos tanto para la fabricación como para la colocación en sitio del concreto.[1]

Anteriormente se pensaba que el concreto como material de construcción podría tener una vida útil ilimitada, sin embargo hoy en día se presentan numerosos casos de estructuras prematuramente dañadas por los efectos de la corrosión en la armadura de refuerzo. El origen de esta corrosión es, en general, por el ataque destructivo de iones cloruro presentes en el agua de mar y a la carbonatación del recubrimiento de concreto de la estructura. [1]

“La durabilidad de una estructura de hormigón es su capacidad para soportar, durante la vida útil para la que ha sido proyectada, las condiciones físicas y químicas a las que está expuesta, y que podrían llegar a provocar su degradación como consecuencia de efectos diferentes a las cargas y sollicitaciones consideradas en el análisis estructural”[2]

Para obtener una estructura durable debe de tenerse una estrategia que sea capaz de identificar todos los posibles factores de degradación de acuerdo al tipo de medio ambiente al que va a estar expuesta la estructura y así poder actuar en cada una de las fases de la obra, diseño, ejecución y uso de la estructura.[2]

Se habla de durabilidad, podemos definir dos vertientes de estudio, la primera es la inspección y evaluación de estructuras ya existentes para conocer su estado actual y así poder proponer alternativas de rehabilitación de la misma. y La segunda es el estudio e investigación acerca del tema para poder crear códigos de construcción que contengan las recomendaciones básicas necesarias para poder hacer un mejor uso de los materiales y así poder crear estructuras más durables bajo condiciones ambientales diversas.

En los últimos 20 años la palabra “durabilidad” ha empezado a tomar mayor importancia, principalmente en la rama de la ingeniería civil, por lo cual países industrializados como EEUU y algunos países de Europa (España, Francia, Gran Bretaña, etc.) han invertido sumas millonarias en estudios específicos sobre durabilidad para poder incluir las recomendaciones de diseño por durabilidad en sus códigos de construcción. [3]

En Latinoamérica en el año de 1997, se publicó el reporte de la Red Temática DURAR [1] en el cual se presentaron los conceptos básicos sobre evaluación, mantenimiento, reparación y/o rehabilitación de obras de concreto armada dañadas principalmente por corrosión de la armadura. [3]

Los costos de mantenimiento y rehabilitación de la estructura, cuando ésta es técnicamente posible, son económicamente tan significativos como para que se estimule la investigación científica sobre este fenómeno y se apliquen rápidamente los resultados obtenidos.

Los gastos a nivel mundial debido a este problema hacen a sumas millonarias anualmente, principalmente en países con climas fríos ya que utilizan en abundancia sales para el deshielo de sus estructuras. En Estados Unidos la mitad de sus 575000 puentes tienen algún tipo de daño por corrosión y al menos el 40% son deficientes estructuralmente, así los costos de reparación a nivel interestatal hacen a 50 billones de dólares y esta cifra aumenta continuamente.

En el Reino Unido también se utilizan sales de deshielo en los grandes puentes de sus autopistas, por lo que también estos presentan daños por corrosión, los cuales generaron costos de reparación de más de 620 millones de libras de 1998 a 2008.

En Iberoamérica no se dispone de datos concretos sobre los costos de reparación de estructura a causa de la corrosión de la armadura y aunque en estas zonas no se utilizan sales de deshielo como en los países de climas fríos, es de esperarse que los costos sean relativamente significativos ya que en estos países la corrosión de las armaduras es una de las tres primeras causas de deterioro de las estructuras.[1]

Conocer el estado actual de las estructuras de concreto armado es muy importante, ya que con base en esto, se pueden implementar métodos de reparación viables técnica y económicamente en el momento justo y así alargar la vida remanente de la estructura. Este trabajo muestra una metodología de los procesos de evaluación, diagnóstico y técnicas de reparación de estructuras de concreto armado dañadas por corrosión, así como también presenta un modelo de predicción de vida útil de un elemento estructural basado en los datos recabados en campo y laboratorio.

2.- Sistema Portuario

2.1. Clasificación de los puertos

Existen diferentes criterios para clasificar los puertos, en este trabajo se clasificarán de acuerdo a su función económica. Con base en lo anterior se tienen:

- Puertos comerciales. En ellos se realiza principalmente transferencia de mercancías.
- Puertos petroleros. Son aquellos puertos que reciben o envían petróleo crudo o sus derivados para que sean transformados o distribuidos.
- Puertos mineraleros. Son aquellos cuya principal actividad e ingreso es el manejo de minerales.
- Puertos graneleros. Son aquellos cuya actividad fundamental se desarrolla alrededor de las instalaciones tanto para el almacenamiento como para el manejo de granos.
- Puertos industriales. A través de sus instalaciones sirven a las industrias establecidas en sus inmediaciones y que los aprovechan para mover grandes volúmenes de materias primas, insumos o sus productos manufacturados.
- Puertos pesqueros. Son aquellos cuya actividad fundamental es la pesca, complementado con plantas industriales que procesan o congelan los productos capturados en el mar.
- Puertos turísticos. Son aquellos en que la actividad turística ligada con el mar es la preponderante.

2.2.- Elementos que conforman un Puerto

Un puerto está conformado por elementos físicos, elementos de operación y administración y otros, esto de acuerdo al autor Fernando Hernández de Labra.[4]

2.2.1.- Elementos físicos:

Se entiende como la infraestructura portuaria compuesta por las instalaciones físicas tales como las obras de protección, muelles, almacenes, los servicios generales, el señalamiento portuario, las áreas de navegación, las vialidades internas y de integración del puerto con la ciudad y su zona de influencia y los enlaces terrestres.

- Las obras exteriores

Son también llamadas de abrigo y tienen la función de disipar la energía del oleaje de tal forma que existan zonas tranquilas para permitir que las embarcaciones realicen sus maniobras de carga y/o descarga con eficiencia. Otra función muy importante es la de impedir el paso de sedimentos hacia el interior del puerto evitando que se azolve y de esta manera mantener un calado adecuado.

Los nombres que reciben las obras exteriores dependen de su ubicación, así, las que se construyen en la desembocadura de los ríos se les llama escollera; y las que se construyen

en mar abierto se les denomina rompeolas y espigones, estos últimos tienen una longitud comparativamente corta contra los primeros.

➤ Áreas de navegación

Son el o los canales de acceso al puerto, los cuales deben tener suficiente profundidad y anchura para garantizar que las embarcaciones accedan a él y realicen sus maniobras de atraque con seguridad.

Las áreas de navegación se componen por el antepuerto, lugar donde las embarcaciones esperan su turno de atraque, en ocasiones realizan maniobras de transbordo, operación llamada propiamente alijo, para la que es conveniente contar con boyas de amarre.

Las dársenas de ciaboga es donde las embarcaciones realizan sus maniobras para atracar o desatracar en los muelles y las dársenas de operación son aquellas en las cuales los buques amarrados a los muelles, realizan las maniobras de carga y/o descarga.

Las áreas de navegación podrán ser de marea si están sujetas a las variaciones del nivel del mar, o cerradas. Cuando la variación de mareas es de consideración; deben tener cierta profundidad, orientación respecto a la dirección de los vientos y dimensiones adecuadas para permitir la navegación y las maniobras de las embarcaciones.

➤ Terminales

Son las instalaciones con equipos especiales para el manejo de un tipo de carga en específico (gránulos, fluidos, contenedores, carga general) y puede ser operada por el propio puerto o por un particular mediante una concesión.

➤ Estructuras de atraque y de amarre

Las estructuras de atraque son los muelles, los duques de alba y en este grupo también pudieran caber los amarraderos en mar abierto.

Los muelles son las estructuras que permiten fijar las embarcaciones de un costado (estribor o babor), para facilitar las maniobras de carga y/o descarga de las mercancías, o en su caso el ascenso y descenso de pasajeros. Las estructuras de atraque se complementan con las bitas, las cuales son elementos para el amarre de los barcos al muelle. y Las defensas, elementos que evitan que las embarcaciones estén en constante choque o roce directo con las estructuras de atraque y se dañen.

➤ Almacenes

Son las estructuras en las que se guardan las mercancías cuando no son transferidas directamente entre los modos de transporte (regulan el flujo de la carga a lo largo del

tiempo). Sus características están en función de la naturaleza y valor de la mercancía. Pueden ser bodegas mecanizadas, silos, cobertizos sin paredes o bodegas.

- Las vialidades internas y de integración del puerto con la ciudad y su zona de influencia

Se compone por las ramificaciones de carretera y vías férreas dentro del puerto que permiten la llegada de los modos de transporte hasta el costado del buque y de las bodegas, y por las carreteras y vías férreas que conectan al puerto con la ciudad (cuando se trata de ciudad-puerto), y con los centros de producción o consumo cuyas materias primas o productos terminados se manejen a través de dicho puerto.

- Servicios generales

Los servicios generales que se prestan a la embarcación también se consideran dentro de la infraestructura y son:

- Energía eléctrica, indispensable para realizar trabajos dentro del puerto a cualquier hora, además para suministrar a los buques de este servicio cuando así lo requieran.
- Combustible, para surtir a las embarcaciones que arriben al puerto y que requieran de este servicio para lo cual se construirá una red de distribución para proporcionarlo, de preferencia, a, un costado del buque.
- Agua potable, tanto para las necesidades del puerto como para las embarcaciones.
- Sistema contra incendio, para combatir estos incidentes lo más rápido posible y evitar que se propaguen. Se puede tener una estación de bomberos propia del puerto.
- Servicio de telecomunicaciones (teléfono, fax, telex, etc), para permitir la comunicación entre los barcos y el puerto, con las ciudades del país y con el extranjero.
- Drenaje en el puerto y su integración con el de la ciudad o en su defecto a una planta de tratamiento de aguas negras, exclusivamente al servicio de éste.
- Señalización portuaria. Son las ayudas que se prestan en los puertos para que las embarcaciones realicen sus maniobras de arribo o zarpe con seguridad. Estas pueden ser visibles como balizas y boyas o acústicas como radiofaros y radioeléctricas.
- Elementos de operación y administración (supraestructura portuaria); son los elementos que permiten realizar el transbordo y manejo de la carga dentro del puerto como son; la maquinaria y equipo, así como los recursos humanos operacionales, administrativos y de alta dirección[4].

2.3.- Muelles y su clasificación

Los muelles son las estructuras que permiten fijar las embarcaciones de un costado (estribor o babor), para facilitar las maniobras de carga y/o descarga de las mercancías, o en su caso el ascenso y descenso de pasajeros. Sus características físicas estarán en función del tipo de barco y las mercancías que por él se manejen. Pueden clasificarse de diversas maneras pero en este trabajo sólo se clasificaran por su geometría.

- Marginales (Wharf), si su disposición es paralela a la línea de la costa o de la margen de un río y las embarcaciones pueden atracarse longitudinalmente una a continuación de otra, dejando entre ellas una manga, para darles seguridad en la maniobra.
- Muelles en espigón (pier), su disposición es normal o inclinada respecto a la costa y las embarcaciones pueden atracarse por uno o por ambos lados. En este caso si los muelles en espigón se construyen en batería, uno a continuación de otro se dice que están en “peine” o que son “muelles múltiples en espigón”.
- Muelles en forma de T y L, los cuales constan de una pasarela (la parte perpendicular a la costa o la ribera del río) y el atracadero propiamente, paralelo a la margen del río o de la costa. Se construyen de esta manera cuando se requiere alcanzar ciertas profundidades que no es posible tener cerca de la costa por la dificultad que pudiera haber para dragar los fondos; resultando de este modo más económico, construir este tipo de estructuras.
- Muelles en forma de U. Este tipo de muelles facilitan la circulación de los vehículos sobre las plataformas de trabajo, toda vez que la plataforma de operaciones debe construirse separada de la costa por las razones anotadas en el inciso anterior y la fuerte variación de mareas.
- Existen estructuras que no son propiamente muelles y son llamados duques de alba cuyo propósito es permitir el amarre de las embarcaciones y se construyen aislados, combinados con otras estructuras o bien simplemente unidos a tierra mediante pasarelas.[4]

En general la disposición y geometría de los muelles pueden ser de la forma más variada y debe definirse en función de las condiciones del área abrigada del frente de agua disponible, así como de las características físicas de las mercancías; de esta manera un muelle marginal se construirá en puertos fluviales, en donde es probable que no sea económico ampliar más al río en su sección transversal, para dar la ciaboga de los buques. Los muelles en espigón son propios de puertos marítimos creados artificialmente.

2.4.- Terminales y su clasificación

Las mercancías presentan características diferentes, de tal manera que al dividir las (carga general, gráneles secos, fluidos, peligrosa y perecedera), se requieren de equipos e instalaciones especializadas para su manejo, transporte y almacenamiento. Bajo este contexto, la forma de empacar la carga general ha evolucionado gradualmente, así, pasó de

sacos y tambores al preslingado, después a la paletización y de aquí a la contenerización. De la misma manera, los buques de carga general han sufrido severas modificaciones hasta convertirse en modernos buques celulares (portacontenedores), que han provocado grandes cambios en los puertos, particularmente en las terminales que manejan dichas cargas.

2.4.1.- Terminales de carga general

La terminal de carga general es aquella en la que se manejan toda clase de mercancía (pueden ser sólidos, líquidos, gaseosos, perecederos o no y que estando embalada o sin embalar pueden ser tratadas como unidad). En ella se mueven tanto cargas de grandes volúmenes, de gran peso (más de 50 toneladas), como aquellas de poco peso y volumen, tales como costales, cajas de diferentes tamaños, las cuales son movidas con el equipo del barco o del muelle, operación que a menudo es ineficiente.

En esta terminal se manejan cargas sueltas y unitizadas. La manipulación de las cargas sueltas es lenta y costosa porque requiere de mucha mano de obra, grandes espacios y protección contra las inclemencias del tiempo, la unitarización ha venido a resolver algunos de estos problemas y se refiere a la agrupación de unidades pequeñas para formar unidades grandes de pesos y volúmenes iguales, las cuales son manipuladas por los equipos convencionales del puerto con más rapidez, ahorrando tiempo y mano de obra.

En muchas ocasiones las terminales de carga general mueven contenedores y lo hacen con el equipo de carga del buque o con cargadores frontales, así como transportadores de caballete que también son empleados para acarrear maderas, tubos etc. El transporte dentro de la terminal se realiza con equipo común, transfiriendo los contenedores directamente del buque a las plataformas o chasis para su traslado a las áreas de almacenamiento o a las plataformas de los autotransportes para ser entregados a su destino final.

2.4.2.- Terminales para el manejo de cargas a granel

El precio de los productos granulares en el mercado internacional es bajo, toda vez que no llevan algún valor agregado, por lo tanto es importante minimizar los costos tanto de su transporte como de su manejo en la terminal. Como una respuesta a estos problemas se han construidos buques graneleros de hasta 150 000 Toneladas de Registro Bruto (TRB)[5]

El transporte de graneles se presenta en dos aspectos: el transporte de volúmenes sin reducir (materias primas) y el transporte de volúmenes reducidos (productos semielaborados). Junto con equipos mecanizados de la más alta tecnología para su manejo.

Hay dos formas para cargar o descargar los productos granulares:

1. Carguero de punto fijo. En este caso la descarga (bodega a buque) se realiza en un solo punto del atracadero, por lo tanto el barco tiene que ser movido para recibir la mercancía de las diferentes bodegas. De igual manera en la descarga el buque es movido a uno y otro punto, acomodando las escotillas a las bodegas correspondientes.

2. Carguero móvil. En este caso el elemento de carga y/o descarga se desplaza a lo largo del muelle, situándose frente a las bodegas del buque para realizar la carga o descarga.

Tratándose de la descarga el material se extrae del buque y se deposita en una banda transportadora que corre paralela al muelle y se conecta con otra que lleva los materiales hasta el almacén de depósito. La operación es inversa cuando se trata de cargar un buque.

Los equipos más relevantes para el manejo de gráneles son:

A) Para la descarga: cucharón de almeja (Grab Bucket), Se mueven desde las bodegas del barco hasta las bandas transportadoras que llevan el material al almacén. En ocasiones la descarga se hace directamente a los carros de ferrocarril o a los autotransportes. Este equipo es usado para descargar productos como carbón mineral, azufre, roca fosfórica, sal etc., que son abrasivos. La pierna marina es esencialmente un elevador suspendido por la pluma del barco, el cual puede ajustarse a varias alturas. Por medio de succión elevan el material hasta depositarlo en la bodega a través de una banda transportadora o directamente en los carros del tren o del autotransporte y a barcazas. Este equipo se usa para descargar material no abrasivo como son los cereales.

Otros equipos son los descargadores neumáticos. Con este equipo el material se suspende y es transportado por corrientes de aire que se producen por succión o por inyección.

Se utiliza para el manejo de polvos como el cemento y la alúmina. Existen también barcos con equipos para autodescargarse, lo hacen a través de una tolva depositando el material en un punto fijo, este sistema elimina varios equipos de manipuleo en puerto reduciéndolo solamente a bandas transportadoras. Existe otro método de descarga que consiste en transportar la mercancía (algunos minerales) en un medio líquido (agua), empleando para ello la técnica del dragado. Se requiere de un lugar donde depositar la mezcla y drenar el agua para separar los sólidos del fluido.

B) Para la carga. Los equipos más usados son: las bandas transportadoras, estas pueden estar cubiertas cuando los materiales sean contaminantes y tener una longitud tan grande como lo requiera la instalación. Al igual que en la descarga, también se emplean equipos neumáticos para cargar material en polvo.

Los barcos con equipos para autocargarse, se trata de los mismos barcos que pueden autodescargarse.

Existen dos tipos de terminales para el manejo de mercancías a granel. Así se tienen terminales para el manejo de granel agrícola y terminales para el manejo de granel mineral.

Ambas tienen características fundamentales en cuanto a los métodos de carga y descarga.

Cabe aclarar que el proceso de la carga se hace por gravedad y en el proceso de la descarga por medios mecánicos y neumáticos.

2.4.3.- Terminales para buques petroleros

El costo del transporte influye de manera directa en el precio final de las mercancías, de ahí que siempre se han buscado mecanismos que permitan reducir los costos del flete y colocar los productos en el mercado internacional a precios competitivos. Hablando del transporte del petróleo crudo y sus derivados se han construido barcos de hasta 600, 000 TPM (Toneladas de Peso Muerto)[5]

Una terminal petrolera es aquella que recibe o envía crudo o sus derivados para ser procesados o distribuidos. A continuación se da una clasificación general, sin embargo demandan de instalaciones portuarias especiales para realizar las operaciones de carga y/o descarga. Los puertos que no pueden recibir buques petroleros con estas dimensiones realizan las operaciones de carga y/o descarga a través de boyas que se encuentran fuera del puerto.

A) Terminales petroleras en aguas protegidas

Son instalaciones cuyos calados no exceden los 16 m. y cuando los dragados pueden realizarse en forma económica por tener materiales susceptibles de dragarse con relativa facilidad y los volúmenes de crudo que se mueven, caen en los rangos de los buques tanque de hasta 60 mil toneladas de peso bruto y las terminales petroleras convencionales en agua protegidas son la solución, toda vez que se instalan en zonas abrigadas aunque separadas del resto de las instalaciones portuarias [4].

B) Terminales en mar abierto

Son aquellas que por las dimensiones de los buques, realizan las operaciones de carga y/o descarga en mar abierto. En efecto no todas las instalaciones se localizan en este lugar, sólo se trata del amarradero de los buques. No obstante el nombre de terminales marítimas de mar abierto se aplica a todas las instalaciones.

La única instalación que se sustituye en una terminal de mar abierto es el muelle, que es lo único que se encuentra fuera de las aguas protegidas y puede ser:

- Monoboya de amarre (single buoy mooring). Se instalan en mar abierto en profundidades que van de los 20 a los 40 m y de ella se amarran los buques tanque. Es una instalación flotante que conecta los ductos sumergidos debajo de la boya, los amarres terminales y los ductos submarinos que la unen con los tanques de almacenamiento en tierra. Se sujeta al fondo del mar con cuatro cadenas en cuyos extremos se colocan sendas anclas localizadas a unos 100 m. del centro de la boya y formando catenarias.

- Amarradero de brazo rígido (Rigid arm mooring, RAM). Consiste en una torre metálica a manera de armadura, articulada a una base de concreto anclada en el fondo del mar, en su extremo superior soporta una boya de amarre. El brazo metálico es el soporte de los tubos submarinos que transportan los fluidos de tierra a barco o viceversa y sustituye el empleo de las cadenas para sujetar a la Monoboya.
- Amarradero de torre fija (Turret tanking mooring, TTM). Se trata de una estructura rígida formada por pilotes metálicos de grandes diámetros, hincados en el fondo del mar, adecuadamente rigidizados. En la parte superior soporta una plataforma donde se localiza el mecanismo de amarre del buque, el cual puede girar libremente y orientarse en la dirección del viento. Es también en la plataforma donde se localiza una torre que acompaña el buque en su movimiento circular y soporta los ductos.
- Muelle isla o terminal isla. Son plataformas construidas en mar abierto conectados por ductos a los tanques de tierra para realizar las operaciones de carga y descarga.

2.4.4.-Terminales pesqueras

Un puerto pesquero es un conjunto de plantas pesqueras cada una con sus instalaciones propias para la descarga, transporte y procesamiento de las especies para su distribución y comercialización, apoyada en la participación eficiente del transporte terrestre para hacer llegar al consumidor los productos elaborados o crudos.

Los componentes de la terminal pesquera son: obras de atraque; áreas de navegación; plantas industriales; servicios generales. Las instalaciones que componen una terminal de pesca, deben complementarse con astilleros y diques para la construcción y mantenimiento de las embarcaciones.

2.4.5.- Terminales especializadas

La terminal para el manejo de la mercancía es parte del sistema de transporte intermodal o multimodal, de ahí que resulta importante analizar continuamente sus principios, de manera que al conocerlos se vayan adaptando a las exigencias del comercio internacional.

Si bien la paletización resolvió algunos problemas de unitarización y consolidación de la carga, la tendencia ha sido manejar unidades integradas de mayor peso con el mínimo de maniobras, reduciendo el tiempo de estadía de los buques en puerto. Este objetivo se ha logrado mediante el uso de contenedores.

3.- Estado del arte. Tecnología del concreto, Durabilidad, Ambientes de exposición y Tipos de corrosión.

3.1.- Tecnología del concreto.

3.1.1.- Cemento.

El cemento es una mezcla de materiales calcáreos y arcillosos u otros materiales asociados con sílice, alúmina y óxido de hierro que son calentados a temperaturas que provocan que se formen escorias, para posteriormente moler el producto resultante hasta cierta finura determinada.

Los antiguos romanos fueron los primeros en utilizar el concreto basado en cemento hidráulico, este cemento tiene la propiedad de reaccionar con el agua para formar una pasta que endurece y además no sufre cambios químicos por la acción del agua en su vida posterior.

El cemento que se conoce y se usa hoy en día se conoce como cemento portland, este cemento fue patentado en 1824 por el constructor inglés Joseph Aspdin y recibe el calificativo de portland porque después de endurecerse se asemejaba a la piedra caliza natural de la isla de Portland, cerca de la costa de Inglaterra. [6]

3.1.2.- Tipos de cemento.

De acuerdo a la Norma ASTM C 150, se fabrican 8 tipos de cemento portland para satisfacer varios requisitos químicos, físicos y algunas aplicaciones específicas. A continuación se describen para conocer su función y usos.[7]

- **Tipo I** El cemento tipo I es un cemento para uso general apropiado para todos los usos en donde las propiedades especiales de otros cementos no sean necesarias.
- **Tipo II** El cemento se usa donde sean necesarias precauciones contra el ataque por sulfatos. Se le puede utilizar en estructuras normales o en miembros expuestos a suelos o aguas subterránea, donde la concentración de sulfatos es más alta de la normal, pero no severa.
- **Tipo III** El cemento tipo III ofrece resistencia a edades tempranas, normalmente una semana o menos. Este tipo de cemento es química y físicamente similar al cemento tipo I a excepción de que sus partículas se muelen más finamente. Es usado cuando se necesita remover la cimbra lo más rápido posible o cuando la estructura se va a poner en servicio rápidamente.
- **Tipo IV** El cemento tipo IV se usa donde se deban minimizar la tasa y la cantidad de calor generado por la hidratación. Por lo tanto, este cemento desarrolla la resistencia en una tasa más lenta que otros tipos de cemento. Se puede usar el cemento tipo IV en estructuras de concreto masivo, tales como grandes presas por

gravedad, donde la subida de temperatura derivada del calor generado durante el endurecimiento deba ser minimizada.

- **Tipo V** El cemento tipo V se utiliza en concretos expuestos a la acción severa de sulfatos principalmente donde el suelo y el agua subterránea tienen alta concentración de sulfatos. Su desarrollo de resistencia es más lento que en el cemento tipo I. La alta resistencia a los sulfatos del cemento tipo V se atribuye al bajo contenido de aluminato tricálcico, no excediendo a 5%. La Tabla. 3.1, trae la lista de las concentraciones de sulfatos que requieren el uso del cemento tipo V [7].

Tabla 3.1. Tipos de Cemento Requeridos para la Exposición del Concreto a los Sulfatos en Suelo o en Agua

Exposición a los sulfatos	Sulfato soluble en agua (SO ₄) en suelo, porcentaje de la masa	Sulfato (SO ₄) en agua, ppm	Tipo del cemento**	Relación agua-material cementante máxima, en masa	Mínima resistencia a compresión de diseño, f _c , kg/cm ² (MPa) [lb/pulg ²]
Insignificante	Menos que 0.10	Menos de 150	Ningún tipo especial requerido	—	—
Moderado*	0.10 hasta 0.20	150 hasta 1500	II, MS, IP(MS), IS(MS), P(MS), I(PM)(MS), I(SM)(MS)	0.50	280 (28) [4000]
Severa	0.20 hasta 2.00	1500 hasta 10,000	V, HS	0.45	320 (31) [4500]
Muy severa	Más de 2.00	Más de 10,000	V, HS	0.40	350 (35) [5000]

*Agua de mar.

** También se pueden utilizar puzolanas o escorias que, a través de ensayos o registro de servicio, mostraron ser capaces de mejorar la resistencia a los sulfatos. Método de ensayo: Método para la determinación de la Cantidad de Sulfatos Solubles en el Suelo (Suelo o Rocas) y Muestras de Agua, Departamento de Recursos Hídricos Norteamericano (U.S. Bureau of Reclamation, 1977).

LA ASTM C 595, establece cinco clases principales de cementos adicionados:

Tipo IS	Cemento portland alto horno
Tipo IP y Tipo P	Cemento portland puzolánico
Tipo I (PM)	Cemento portland modificado con puzolana
Tipo S	Cemento de escoria siderurgico
Tipo I (SM)	Cemento portland modificado con escoria

La Norma ASTM C 150 también contempla los tipos de cemento IA, IIA y IIIA, los cuales tienen las propiedades de los cementos tipo I, II y III respectivamente, pero además son inclusores de aire. Por ejemplo el cemento tipo IA queda definido como: cemento común con aire incluido.

La denominación de los cementos en México queda definida de acuerdo a la norma NMX-C-414-ONNCCE. En la cual se distinguen 6 tipos principales de cemento, los cuales se clasifican de acuerdo a su composición química, resistencia y características para usos especiales. A continuación en la tabla 3.2 se describen todos los tipos de cemento. [8]

2Tabla 3.2 Tipos de cementos de acuerdo a la norma NMX-C-414-ONNCCE

TIPO	DENOMINACIÓN
CPO	Cemento portland ordinario
CPP	Cemento portland puzolánico
CPEG	Cemento portland con escoria granulada de alto horno
CPC	Cemento portland compuesto
CPS	Cemento portland con humo de sílice
CEG	Cemento con escoria granulada de alto horno

Descripción:

- CPO. Es el conglomerado producido con base en la molienda de Clinker portland y usualmente sulfato de calcio.
- CPP. Es el conglomerado hidráulico que resulta de la molienda conjunta de Clinker portland, materiales puzolánicos y usualmente sulfato de calcio.
- CPEG. Es el conglomerado hidráulico que resulta de la molienda conjunta de Clinker, escoria granulada de alto horno y usualmente sulfato de calcio.
- CPC. Es el conglomerado hidráulico que resulta de la molienda conjunta de Clinker que usualmente contiene sulfato de calcio y una mezcla de materiales puzolánicos, escoria de alto horno y caliza. En el caso de la caliza este puede ser componente único.
- CPS. Es el conglomerado hidráulico que resulta de la molienda conjunta de Clinker, humo de sílice y usualmente sulfato de calcio.
- CEG. Es el conglomerado hidráulico que resulta de la molienda conjunta de Clinker y mayoritariamente escoria granulada de alto horno y sulfato de calcio.[8]

Los tipos de cemento mencionados anteriormente, pueden presentar características especiales las cuales son descritas en la tabla 3.3.

3Tabla 3.3. Características especiales de los cementos de acuerdo a la norma NMX-C-414-ONNCCE

NOMENCLATURA	CARACTERÍSTICAS ESPECIALES DE LOS CEMENTOS
RS	Resistente a los sulfatos
BRA	Baja reactividad álcali-agregado
BCH	Bajo calor de hidratación
B	Blanco

En la tabla 3.4 que a continuación se presenta, queda definida la composición de los 6 tipos de cemento que la norma NMX-C-144-ONNCCE contempla.

4Tabla 3.4 Composición de los 6 tipos de cemento de acuerdo a la norma NMX-C-414-ONNCCE

TIPO	COMPONENTES					
	Clinker	Principales				
	Portland + yeso	Escoria granulada de alto horno	Materiales puzolánicos (3)	Humo de sílice	Caliza	Minoritarios (2)
CPO	95 – 100	-	-	-	-	0 - 5
CPP	50 – 94	-	6 – 50	-	-	0 - 5
CPEG	40 – 94	6 – 60	-	-	-	0 - 5
CPC ⁽⁴⁾	50 – 94	6 – 65	6 – 35	1 – 10	6 – 35	0 - 5
CPS	90 – 99	-	-	1 – 10	-	0 - 5
CEG	20 - 39	61 - 80	-	-	-	0 - 5

Nota:

- 1) Los valores de la tabla representan el 1% en masa
- 2) Los componentes minoritarios deben ser uno más de los componentes, a menos que estén incluidos ya como tales en el cemento.
- 3) Los materiales puzolánicos incluyen: puzolanas naturales, artificiales y/o cenizas volantes.
- 4) El cemento portland compuesto debe llevar como mínimo dos componentes principales, excepto cuando se adicione caliza, ya que esta puede ser en forma individual en conjunto con Clinker más yeso.

Los tipos de cemento también cumplen con características y especificaciones mecánicas físicas, como lo son:

- **Resistencia a la compresión:** Se mide a los 28 días y se tienen las clases resistentes de 20, 30 y 40 MPa.
- **Resistencia inicial:** Es la resistencia mínima que a los 3 días debe cumplir el cemento, a este tipo de cemento se lo denomina agregándole la letra R y solo se tiene 30R y 40R.
- **Tiempos de fraguado:** Todos los tipos de cemento deben cumplir con lo establecido en la tabla 3.5
- **Estabilidad de volumen:** Todos los tipos de cemento deben cumplir con lo establecido en la tabla 3.5

Tabla 3.5 Características de resistencia y fraguado de acuerdo a la clase resistente de los cementos

Clase Resistente	Resistencia a compresión (N/mm ²)			Tiempo de fraguado		Estabilidad de volumen en autoclave (%)	
	3 días	28 días		Inicial	Final	Expansión	Contracción
	Mínimo	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo	Máximo	Máximo
20	-	20	40	45	600	0.80	0.20
30	-	30	50	45	600	0.80	0.20
30 R	20	30	50	45	600	0.80	0.20
40	-	40	-	45	600	0.80	0.20
40 R	30	40	-	45	600	0.80	0.20

3.1.3.- Agregados pétreos.

La calidad del agregado es de suma importancia, ya que le corresponden aproximadamente tres cuartas partes del volumen del concreto. El agregado no solo puede limitar la resistencia del concreto, sino que sus propiedades pueden afectar enormemente su durabilidad y desempeño.

En un principio, al agregado se le consideró un material inerte, no costoso, disperso en la pasta de cemento para producir un gran volumen de concreto. En realidad, el agregado no es inerte, pues sus propiedades físicas, térmicas y, en ocasiones químicas, pueden influir en el desempeño del concreto, por ejemplo, mejorando su durabilidad y estabilidad de volumen sobre los de la pasta de cemento. Desde el punto de vista económico, es ventajoso emplear una mezcla con el mayor contenido posible de agregado y el menor posible de cemento, aunque el costo debe balancearse con las propiedades deseadas del concreto en estado fresco y endurecido.

Los agregados naturales se forman por procesos climáticos y abrasivos o por molido artificial de una gran masa del material de origen. Muchas características del agregado dependerán de las propiedades de la roca original, como lo es la composición química y mineral, la clasificación petrográfica, la gravedad específica, la dureza, la resistencia, la estabilidad química y física, la estructura de poro, el color, etc. Además, el agregado tiene otras propiedades diferentes de las de la roca original: forma y tamaño de la partícula, textura de superficie y absorción; las cuales pueden influir considerablemente en la calidad del concreto fresco o fraguado.

Aún cuando se conocen todas estas propiedades, es difícil definir lo que es un buen agregado para concreto. Un agregado cuyas propiedades resulten satisfactorias hará siempre un buen concreto, pero un agregado de propiedades que se consideran inferiores también podrá lograr la calidad deseada. Por ello, es necesario emplear un criterio para el desempeño del concreto. Por ejemplo, una muestra de roca puede resquebrajarse debido al congelamiento, pero no necesariamente sucederá así si está inmersa en concreto. Sin embargo, por lo general, un agregado considerado pobre en más de un aspecto no es

deseable para hacer un concreto satisfactorio, por lo que conviene someterlo a prueba para determinar su calidad. [6]

3.1.3.1.- Agregado fino (arena)

La arena se define como el conjunto de granos sueltos de estructura cristalina, que pasa por completo por la malla N°. 4 y son retenidos en la malla N°. 200, los cuales resultan de la desintegración y abrasión de las rocas naturales por procesos mecánicos o químicos y que, arrastrados por el aire o agua, se acumulan en lugares determinados. Artificialmente se obtienen por trituración de las rocas duras.[9]

La arena que se pretende utilizar para fabricar concreto, queda normada de acuerdo a la especificación ASTM 136-84. Análisis granulométrico de agregado fino. En esta norma se marcan los parámetros de tamaño y graduación de la arena, los cuales se presentan en la tabla 3.6.

6Tabla 3.6 Parámetros de graduación para la arena que se pretende utilizar para fabricar concreto hidráulico.

MALLA	% EN PESO QUE PASA
3/8”	100
No. 4	95-100
No. 8	80-100
No. 16	50-85
No. 30	25-60
No. 50	10-30
No. 100	2-10

Es importante cumplir con estos parámetros para satisfacer una buena graduación de partículas en el concreto y así disminuir la cantidad de huecos entre ellas.

Otro parámetro muy importante que debe de cumplir la arena que se pretenda utilizar para fabricar concreto hidráulico es el módulo de finura, el cual queda definido por la especificación ASTM C 33-86 y se pide que este dentro del rango de 2.3 a 3.2.[9]

3.1.3.2.- Agregado grueso (grava)

La grava se define como el material grueso que es retenido generalmente por la malla N°. 4 y que resulta de la desintegración y abrasión natural de la roca o al procesar un

conglomerado débilmente ligado. Los tipos de gravas más usualmente utilizados en la fabricación de concreto, son: grava, grava triturada, piedra triturada y escoria de alto horno.

Es deseable que las partículas de este agregado sean resistentes, densas, durables, limpias y libres de elementos indeseables como arcillas, limos o materia orgánica, si se cumple con estos requisitos se ayuda a que el concreto fabricado sea de mejor calidad.[9]

3.1.4.- Agua para el concreto.

En muchas publicaciones queda establecido que el agua para el mezclado de concreto debe ser potable y con calidad similar al agua para beber. Este tipo de agua rara vez contendrá sólidos disueltos por sobre 2000 partes por millón (ppm) y por lo general menos de 1000 ppm. Si el contenido de sedimento en el agua es mayor a las 2000 ppm, esta agua podrá ser utilizada siempre y cuando permanezca en un depósito para permitir que los sólidos disueltos se sedimenten. El agua utilizada para el lavado de mezcladoras y herramientas es considerada buena para el mezclado de concreto, ya que los sólidos disueltos en ella son ingredientes adecuados para el concreto, siempre y cuando esta allá sido adecuada desde el principio. En la norma ASTM C 94-83, permite el uso de agua de lavado, pero, desde luego, los cementos y aditivos diferentes para las mezclas no deben revolverse.[6]

El criterio de la potabilidad del agua no es absoluto para determinar si el agua es o no aceptable para mezclar concreto, ya que el agua para beber puede no ser adecuada para el concreto, esto cuando el agua tenga una alta concentración de sodio o potasio, por el peligro de una reacción álcali-agregado. [6]

La tabla 3.7 presenta las normas que tratan específicamente de la calidad del agua para el empleo en morteros y concretos. El exceso de impurezas en el agua de mezcla no sólo puede afectar el tiempo de fraguado y la resistencia del concreto, sino también puede causar eflorescencia, manchado, corrosión del refuerzo, inestabilidad del volumen y reducción de la durabilidad. Por lo tanto, se pueden marcar límites para cloruros, sulfatos, álcalis y sólidos en el agua de mezcla o se pueden realizar ensayos adecuados para la determinación del efecto de las impurezas, ya que algunas impurezas pueden tener efecto sobre la resistencia de fraguado y aún afectar la durabilidad y otras propiedades.[7]

7Tabla 3.7 Normas aplicables para determinar la calidad del agua para morteros y concreto

PAÍS	NORMA	NOMBRE DE LA NORMA
Argentina	IRAM 1601	Agua para morteros y hormigones de cemento Pórtland
Chile	NCh 1498.Of1982	Hormigón – Agua de amasado – Requisitos
Colombia	NTC 3459	Concretos. Agua para la elaboración del concreto
Ecuador	1 855-1:01	Hormigón premezclado: requisitos
	1 855-2:02	Hormigón preparado en obra: requisitos
EE.UU.	ASTM C 94	Standard specification for ready mixed concrete
Perú	NSTP 339.088-1982	Hormigón (concreto). Agua para morteros y hormigones de cementos Pórtland. Requisitos
México	NMX-C-122-82	Agua para concreto
Venezuela	CONVENIN 2385:2000	Concreto y mortero. Agua de mezcla. Requisitos

Como se puede observar en la tabla 3.7, la norma que clasifica el agua para concreto en México es la (NMX-C-122). En dicha norma se hace una clasificación de los tipos de agua y sus efectos en el uso en concretos. Dicha clasificación se presenta en la tabla 3.8. [10]

8Tabla 3.8 Clasificación del agua de acuerdo a la norma NMX-C-122

TIPO DE AGUA	EFFECTOS CON SU USO EN CONCRETO
Aguas puras	Acción disolvente e hidrolizaste de componentes cálcicos del concreto
Aguas ácidas naturales	Disolución rápida de los componentes del cemento
Aguas fuertemente salinas	Interrumpe las reacciones del fraguado de cemento. En el curado, disolución de los componentes cálcicos del concreto.
Aguas alcalinas	Produce acciones nocivas para cementos diferentes al aluminoso.
Aguas sulfatadas	Son agresivas para concretos fabricados con cemento Pórtland, en especial al tipo I.
Aguas cloruradas	Producen una alta solubilidad de cal. Producen disolución en los componentes del concreto.
Aguas magnesianas	Tienden a fijar la cal, formando hidróxido de magnesio y yeso insoluble. En la mezcla, inhibe el proceso de fraguado del cemento.
Agua de mar	Produce eflorescencias. Incrementa la posibilidad de generar corrosión del acero de refuerzo.
Aguas recicladas	El concreto puede acusar los defectos propios del exceso de finos.
Aguas industriales	Por su contenido de iones sulfato, ataca cualquier tipo de cemento.
Aguas negras	Efectos impredecibles.

3.1.5.- Relación Agua/Cemento.

La resistencia a la compresión y tensión indirecta son indicadores universalmente utilizados y aceptados de la resistencia del concreto, sin embargo existen otras propiedades tales como la durabilidad, permeabilidad y resistencia al desgaste que tienen la misma importancia y en casos mayor importancia que las resistencias mencionadas.

En un rango normal de resistencias del concreto, la relación Agua/cemento es inversamente proporcional a la resistencia del concreto. La resistencia de la pasta cementante depende de la calidad y cantidad de componentes reactivos de la pasta y de su grado de hidratación.

La relación Agua/cemento se debe considerar como “Agua/material cementante, ya que es la masa de agua dividida por la masa del material cementante, (cemento portland, cemento adicionado, ceniza volante, humo de sílice, escorias y puzolanas naturales).

Para elegir la relación agua/ material cementante que se utilizará en un diseño de concreto, se deben de tomar en cuenta las condiciones de exposición a las que estará expuesto este y será el menor valor necesario para resistirlas. Las tablas (3.9 y 3.10) indican valores de relación Agua/Material cementante de acuerdo a la resistencia deseada y el ambiente de exposición.

9Tabla 3.9. Relación Agua/Material cementante máxima y resistencia de diseño mínima para varias condiciones de exposición.

Condición de exposición	Relación agua-material cementante máxima por	Resistencia a compresión de diseño mínima f'_c , kg/cm ²
Concreto protegido de la exposición a congelación-deshielo, de la aplicación de sales de deshielo o de sustancias agresivas	Elija la relación agua-material cementante basándose en la resistencia, trabajabilidad y requisitos de acabado	Elija la resistencia basándose en los requisitos estructurales
Concreto que se pretende que tenga baja permeabilidad cuando expuesto al agua	0.50	280 (28) [4000]
Concreto expuesto a congelación- deshielo en la condición húmeda y a	0.45	320 (31) [4500]
Para protección contra la corrosión del refuerzo (armadura) del concreto expuesto a cloruro de las sales descongelantes, agua salobre,	0.40	350 (35) [5000]

10Tabla 3.10. Requisitos para el concreto expuesto a los sulfatos del suelo y del agua.

Exposición a sulfatos	Sulfatos solubles en agua (SO ₄) presentes en el	Sulfatos (SO ₄) en el agua, ppm**	Tipo de cemento ***	Relación agua-material cementante	Resistencia a compresión de diseño mínima,
Insignificante	Menor que 0.10	Menor que 150	Ningún tipo especial	—	—
Moderada†	0.10 a 0.20	150 a 1500	Cemento de moderada resistencia a sulfatos	0.50	280 (28)[4000]
Severa	0.20 a 2.00	1500 a 10,000	Cemento de alta resistencia a sulfatos	0.45	320 (31) [4500]
Muy severa	Mayor que 2.00	Mayor que 10,000	Cemento de alta resistencia a sulfatos	0.40	360 (35) [5000]

* Adaptada del ACI 318 (2002).

** Ensayados de acuerdo con el Método de Determinación de la Cantidad de Sulfatos Solubles en Sólido (Suelo y Rocas) y Muestras de Agua, Departamento de Recursos Hídricos Norteamericano (U.S. Bureau of Reclamation), Denver, 1977.

*** Cementos ASTM C 150 (AASHTO M 85) tipos II y V, ASTM C 1157 tipos MS y HS, ASTM C 595 (AASHTO M 240) tipos I(SM), IS, P, IP. Los cementos en Argentina son CPN (ARS), CPN (ARI, MRS), CPP (BCH, ARS, RRAA), ARS, CPC (ARS) (IRAM 50000 y IRAM 50001). Los cementos en Chile son el siderúrgico y el puzolánico (Nch 148). Los cementos en Colombia son los tipos 2 y el 1M (NTC 121, 321). En Costa Rica, los cementos son tipo II, V (NCR40). En el Ecuador los cementos son tipo II (INEN 151, 152). En México, cementos tipo CPO-RS, CPEG, CPC (NMX – C – 414 – ONNCCE). En Perú, cementos tipo II, MS y V (NTP 334.009, 334.082 y 334.090). En Venezuela, cementos tipo II, V, CPPZ1, CPPZ2, CPPZ3 (COVENIN 28 y 3134). Las puzolanas y escorias que, a través de ensayos o registros de servicio, se mostraron eficientes en la mejoría de la resistencia a los sulfatos también se pueden usar.

† Agua del mar.

3.1.6.- Adiciones.

El uso de materiales cementantes suplementarios en concreto viene creciendo desde la década de los 70. La mayoría de estos materiales son subproductos de procesos industriales. Su empleo sensato es deseable no sólo bajo el punto de vista de la conservación del medio ambiente y de la energía, sino también por los beneficios que estos materiales pueden ofrecer al concreto.

Los materiales cementantes suplementarios se adicionan al concreto como parte del sistema cementante. Se les puede utilizar como adición o como sustitución parcial del cemento portland o del cemento adicionado, dependiendo de las propiedades de los materiales y de los efectos esperados en el concreto.

Las puzolanas, la ceniza volante, las escorias de alto horno y el humo de sílice se clasifican como material cementante suplementario debido a sus propiedades hidráulicas o puzolánicas o ambas. Estas propiedades puzolánicas son las que hacen que un material cuando está en forma de polvo muy fino y en presencia de humedad reaccione químicamente con el hidróxido de calcio liberado por la hidratación del cemento portland

para formar silicato de calcio hidratado y otros compuestos cementantes.

Las adiciones con materiales cementantes suplementarios se realizan para modificar o mejorar una propiedad en particular del concreto, como puede ser la resistencia a la reactividad álcali-agregado. Para obtener realmente una mejora en el concreto, se debe establecer la cantidad óptima de adición mediante pruebas, ya que una sobredosis o una dosis insuficiente del material cementante complementario puede ocasionar que los resultados deseados no se logren o peor aún en resultados perjudiciales para el concreto.

3.1.7.- Aditivos.

Los aditivos son aquellos ingredientes del concreto que, además del cemento portland, del agua y de los agregados, se adicionan a la mezcla inmediatamente antes o durante el mezclado. Los aditivos se pueden clasificar según sus funciones, como sigue:

- Aditivos incorporadores de aire (inclusores de aire)
- Aditivos reductores de agua
- Plastificantes (fluidificantes)
- Aditivos aceleradores (acelerantes)
- Aditivos retardadores (retardantes)
- Aditivos de control de la hidratación
- Inhibidores de corrosión
- Reductores de retracción
- Inhibidores de reacción álcali-agregado
- Aditivos colorantes
- Aditivos diversos, tales como aditivos para mejorar la trabajabilidad (manejabilidad), para mejorar la adherencia, a prueba de humedad, impermeabilizantes, para lechadas, formadores de gas, anti-deslave, espumante y auxiliares de bombeo.

11 Tabla 3.11. Aditivos de concreto según su clasificación.

Tipo de Aditivo y Normas	Efecto Deseado	Material
Acelerador	Acelerar el tiempo de fraguado y el desarrollo de la resistencia temprana	Cloruro de calcio, {ASTM D 98 and AASHTO M 144} trietanolamina, tiocianato de sodio, formiato de calcio nitrito de calcio, nitrato de calcio
ASTM C 494, AASHTO M 194 (tipo C), COVENIN 0356, IRAM 1663, NCh2182.Of1995, NMX-C-255, NMX-C-356, NTC 1299 (tipo C), NTP 334.088		
Adherencia	Aumentar la resistencia de adherencia	Cloruro polivinilo, acetato polivinilo, acrílicos, copolímeros de butadienoestireno
Aditivo para Lechada	Ajustar las propiedades de la lechada para aplicaciones específicas	Consulte los aditivos inclusores de aire, aceleradores, retardadores y reductores de agua
Agente Espumante	Producir concreto liviano y concreto celular con baja densidad	Surfactantes catiónicos o aniónicos Proteína hidrolizada
Anti-deslave	Aumentar la cohesión del concreto para su colocación bajo agua	Celulosa, polímero acrílico
A Prueba de Humedad	Retrasar la penetración de humedad en el concreto seco	Jabones de estearato de calcio o amonio u oleato Estearato butilo Productos de petróleo
Auxiliar de bombeo	Mejorar las condiciones de bombeo	Polímeros orgánicos y sintéticos Floculantes orgánicos Emulsiones orgánicas de parafina, alquitrán, asfalto, acrílicos Bentonita y sílice pirogénica Cal hidratada {ASTM C 141}
Colorante	Producir concreto colorido	Negro de humo modificado, óxido férrico, tierra de sombra, óxido de cromo, óxido de titanio y azul cobalto
ASTM C 979, NMX-C 313, NTC 3760		
Control de Hidratación	Suspender y reactivar la hidratación del cemento con un estabilizador y un activador	Ácidos carboxílicos Sales de ácidos orgánicos conteniendo fósforo
Formador de gas	Causar expansión antes del fraguado	Polvos de aluminio
Fungicida, germicida e insecticida	Inhibir o controlar el crecimiento de bacterias y hongos	Fenoles polihalogenados Emulsiones de dieldrin Compuestos de cobre
Impermeabilizantes	Disminuir la permeabilidad	Látex Estearato de calcio
Inclusores (incorporador) de Aire	Mejorar la durabilidad en los ambientes sujetos a congelación-deshielo, sales, sulfatos y ambientes álcali reactivos Mejorar la durabilidad	Sales de resinas de madera {resina vinsol} Algunos detergentes sintéticos Sales de lignina sulfonatada Sales de ácidos de petróleo Sales de material protaináceo Ácidos grasos y resinosos y sus sales Sulfonatos de alquilbenceno Sales de hidrocarburos sulfonados
ASTM C 260, AASHTO M 154, COVENIN 0357, IRAM 1663, NCh2182.Of1995, NGO 41069, NMX-C-200, NTC 3502, NTP 334.089, NGO 41016		
Inhibidor de reacción álcali-agregado	Reducir la expansión por reactividad álcali-agregado	Sales de bario, nitrato de litio, carbonato de litio, hidróxido de litio
Inhibidor de Corrosión	Reducir la corrosión del acero en ambientes con alta concentración de cloruros	Nitrito de calcio, nitrito de sodio, benzoato de sodio, ciertos fosfatos y fluosilicatos, fluoaluminatos, esteramina
Purgador de aire	Disminuir el contenido de aire	Fosfato tributilo, ftalato dibutilo, alcohol octilo, ésteres insolubles en ácidos carbónico y bórico, silicones
Reductor de agua	Reducir en hasta 5% el contenido de agua	Lignosulfonatos Ácido carboxílico hidroxilato Carbohidratos {también tienden a retardar el fraguado, entonces normalmente se añade un acelerador}
ASTM C 494, AASHTO M 194 (tipo A), COVENIN 0356, IRAM 1663, NCh2182.Of1995, NMX-C-255, NTC 1299, NTP 334.088		

Reductor de agua y acelerador	Reducir en hasta 5% el contenido de agua y acelerar el fraguado	Véase reductor de agua (se añade acelerador)
ASTM C 494, AASHTO M 194 (tipo E), COVENIN 0356, IRAM 1663, NCh2182.Of1995, NMX-C-255, NTC 1299, NTP 334.088		
Reductor de agua y retardador	Reducir en hasta 5% el contenido de agua y retardar el fraguado	Véase reductor de agua (se añade retardador)
ASTM C 494, AASHTO M 194 (tipo D), COVENIN 0356, IRAM 1663, NCh2182.Of1995, NMX-C-255 NTC 1299, NTP 334.088		
Reductor de agua de alto rango	Reducir en hasta 12% el contenido de agua	Véanse superplastificantes
ASTM C 494, AASHTO M 194 (tipo F), COVENIN 0356, IRAM 1663, NCh2182.Of1995, NTC 1299, NTP 334.088,		
Reductor de agua de alto rango y retardador	Reducir en hasta 12% el contenido de agua y retardar el fraguado	Véanse superplastificantes y reductores de agua
ASTM C 494, AASHTO M 194 (tipo G), COVENIN 0356, IRAM 1663, NCh2182.Of1995, NTC 1299, NTP 334.088		
Reductor de agua de medio rango	Reducir el contenido de agua de 6% a 12% sin retardo del fraguado	Lignosulfonatos Policarboxilatos
Reductor de Retracción	Disminuir la retracción por secado	Éter alquil polioxiálkileno Propileno glicol
Retardador	Retardar el tiempo de fraguado	Lignina Bórax Azúcares Ácido tartárico y sales
ASTM C 494, AASHTO M 194 (tipo B), COVENIN 0356, IRAM 1663, NCh2182.Of1995, NMX-C-255, NTC 1299 (tipo B), NTP 334.088		
Superplastificante	Aumentar la fluidez del concreto Disminuir la relación agua-cemento	Formaldehido condensado de melamina sulfonato Formaldehido condensado de naftaleno sulfónico Lignosulfonatos Policarboxilatos
ASTM C 1017 (tipo 1), IRAM 1663, NCh2182.Of1995, NTC 4023 (tipo F), NTP 334.088		
Superplastificante y Retardador	Aumentar la fluidez del concreto con tiempo de fraguado retardado Disminuir la relación agua-cemento	Véanse superplastificantes y reductores de agua
ASTM C 1017 (tipo 2), IRAM 1663, NCh2182.Of1995, NTC 4023 (tipo G)		

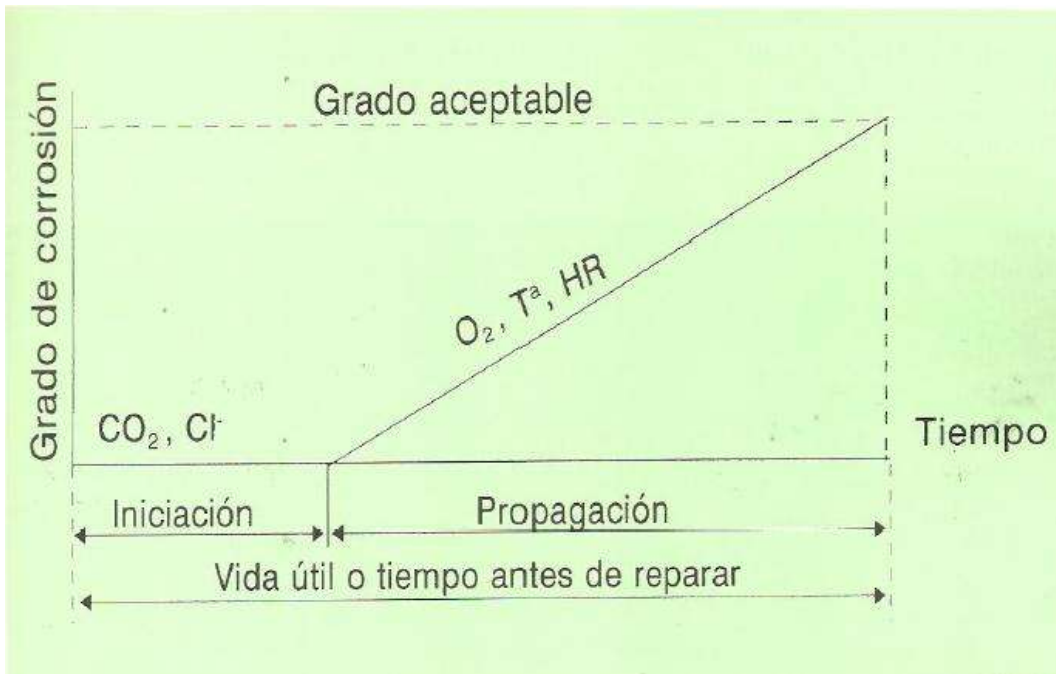
3.2.- Durabilidad

“La durabilidad de una estructura de concreto es su capacidad para soportar, durante la vida útil para la que ha sido proyectada, las condiciones físicas y químicas a las que está expuesta, y que podrían llegar a provocar su degradación como consecuencia de efectos diferentes a las cargas y solicitaciones consideradas en el análisis estructural.”[2]

La selección de las materias primas y la dosificación del concreto deberán hacerse siempre a la vista de las características particulares de la obra o parte de la misma de que se trate, así como la naturaleza de las acciones o ataques que se han de prever en cada caso. [2]

Una vez conocida la definición de “Durabilidad” se puede decir que esta será el tiempo de vida útil en servicio que tendrá dicha estructura, conservando los requisitos de proyecto en cuanto a seguridad, funcionalidad y estética, sin costos inesperados de mantenimiento.

Para determinar este tiempo de vida útil se deben de tomar en cuenta las acciones del medio ambiente al que estará expuesta la estructura. Este tiempo está dado por dos periodos de tiempo, de acuerdo al modelo de Tuutti [11] el cual se muestra en la fig. 3.1.



1Figura. 3.1. Modelo de vida útil de Tuutti.

Periodo de iniciación: es el tiempo que tardan los cloruros o la carbonatación en llegar a la armadura y despasivarla.

Periodo de propagación: es el tiempo en que la armadura se corroe libremente hasta llegar a un grado de deterioro inaceptable, desde el punto de vista de seguridad, funcionalidad o estética. [1]

3.2.1.- Durabilidad del Concreto.

En una estructura de concreto armado, el concreto además de ser quien aporta la capacidad para soportar cargas a compresión, sirve como una barrera protectora para el acero, y la durabilidad de la misma va a estar determinada por el tiempo en que los contaminantes del medio ambiente penetren y alcancen la armadura.

La permeabilidad del concreto es el factor más importante para determinar su durabilidad, ya que de esta va a depender el acceso de los agentes contaminantes que despasivarán la armadura (CO_2 y Cloruros). El CO_2 presente en la atmósfera penetra en el concreto y reacciona con la humedad dentro de los poros del concreto y convierte el hidróxido de calcio con alto pH a carbonato de calcio, que tiene un pH más neutral, provocando un frente de carbonatación, el cual deja sin protección al acero.

En el caso de concreto expuesto a un ambiente marino, el concreto puede deteriorarse debido a la acción combinada de varios efectos combinados; la acción química de los

agentes agresivos presentes en el agua de mar, la reacción álcali-agregado (cuando existan agregados reactivos), de la presión de cristalización de sales presentes en el concreto, de los ciclos de humedecimiento y secado y de la erosión provocada por la acción de las olas del mar. [12]

Una vez deteriorado el concreto, los agentes agresivos alcanzan la armadura ya despasivada y se inicia la corrosión libremente, mediante un proceso electroquímico que se abordará en el subcapítulo 3.4. Por lo tanto para que una estructura de concreto reforzado sea durable, se debe tener un concreto de muy buenas características (Concreto durable) para prolongar lo más posible el tiempo de acceso de los contaminantes (tiempo de iniciación).

3.2.2 Criterios de durabilidad para las estructuras de concreto reforzado

La Red DURAR [1] propone criterios de durabilidad para evaluar las estructuras de concreto reforzado, dichos criterios son adoptados en este trabajo y se explican a continuación.

Las características de las estructuras de concreto reforzado que se tomaron como criterio de durabilidad son:

- La Resistividad eléctrica.
- Velocidad de pulso ultrasónico
- Porosidad
- Resistencia a la compresión
- Potenciales de media celda.

Para cada una de estas se tiene la tabla de criterios de evaluación para con basa en ellas determinar si el concreto cumple con las condiciones de durabilidad o no.

12Tabla. 3.12. Criterios de Resistividad eléctrica.

Riesgo de corrosión (RED DURAR)	
$P > 200 \text{ K ohm-cm}$	Poco riesgo
$200 > P > 10 \text{ K ohm-cm}$	Riesgo moderado
$P < 10 \text{ K ohm-cm}$	Alto riesgo

13Tabla. 3.13. Criterios de Velocidad de pulso ultrasónico

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

14Tabla. 3.14 Criterios de Porosidad.

Porosidad	Calidad del concreto
$\leq 10\%$	Indica un concreto de buena calidad y compacidad
10% - 15%	Indica un concreto de moderada calidad
$> 15\%$	Indica un concreto de durabilidad inadecuada

En base a la durabilidad: El valor de la resistencia mecánica, por sí solo, no es indicativo de la durabilidad del hormigón, ya que dependerá de varios factores entre los cuales se puede mencionar: la relación a/c, la dosificación, el tipo de cemento, el espesor del recubrimiento de la armadura, etc. Sin embargo, en general se acepta que concretos de elevada resistencia (> 45 MPa) son durables y que concretos por debajo de los 20 MPa son de baja durabilidad.

15Tabla. 3.15. Criterios para Potenciales de media celda

Potenciales de media celda, V	Probabilidad de corrosión
> -200	90 % que no haya corrosión
- 200 a -350	50 % que haya corrosión
< -350	90 % que haya corrosión

16Tabla. 3.16. Criterios de Velocidad de corrosión.

I corr ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$)	Nivel de corrosión
< 0.1	Despreciable
0.1 a 0.5	Moderado
0.5 a 1.0	Elevado
> 1.0	Muy elevado

3.3 Ambientes de exposición

Los ambientes de exposición para una estructura de concreto reforzado se puede definir como: “el conjunto de condiciones físicas y químicas a las que está expuesto y que puede

llegar a provocar su degradación como consecuencia de efectos diferentes a los de las cargas y sollicitaciones consideradas en el análisis estructural” [2]

Con base en el concepto de durabilidad que dan varios autores [1, 2, 13], queda muy claro que en este problema intervienen factores muy específicos como son: a) la clasificación del medio ambiente, b) La clasificación de la resistencia del concreto al deterioro, c) los modelos o tipos de deterioro y d) la vida útil deseada o el periodo de tiempo en el cual la estructura debe de mantener su estado de funcionalidad, seguridad y estética con un mínimo mantenimiento.

Por lo tanto en de gran importancia conocer y clasificar los diferentes tipos de ambiente de exposición de acuerdo a su grado de agresividad y condiciones presentes en cada uno de ellos.

3.3.1.- Clasificación de la agresividad del medio ambiente.

La clasificación de la agresividad del medio ambiente se abordará desde el punto de vista de la durabilidad de las estructuras de concreto, por lo cual revisando bibliografía acerca de este tema se encontraron principalmente dos fuentes [2, 13] que brindan una clasificación de los diferentes tipos de exposición o agresividad del medio ambiente los cuales se explican a continuación.

3.3.1.1 Clasificación de la agresividad del medio ambiente (ACI)

De acuerdo a una recopilación de varias publicaciones existentes sobre el tema, el Dr, Paulo Helene [13] Realiza una clasificación de las clases de agresividad del medio ambiente la cual se muestra en la tabla. 3.17, en la cual especifica cuatro tipos de clase de agresividad las cuales están denotadas por los números romanos (I, II, III y IV) siendo la clase I de agresividad débil, la II agresividad media, la III agresividad fuerte y la IV corresponde a una agresividad muy fuerte.

17Tabla. 3.17. Clasificación de la agresividad del medio ambiente.[13]

Clase de agresividad	Agresividad	Riesgo de deterioro de la estructura
I	Débil	Insignificante
II	Media	Pequeño
III	Fuerte	Grande
IV	Muy fuerte	Elevado

Tomando como punto de referencia la durabilidad de una estructura de concreto reforzado, la clasificación de la agresividad ambiental puede definirse en función de la durabilidad de la armadura y de la durabilidad del concreto.[13].

Para determinar los límites de cada una de las clases de agresividad definidas anteriormente, se tiene que tener en cuenta el macroclima y el microclima actuantes sobre las partes de la estructura y los parámetros de concentración de los agentes agresivos que limitarían la durabilidad de la armadura lo cual se ve resumido en la tabla. 3.18, que se presenta a continuación.

18Tabla. 3.18. Clasificación de la agresividad del medio ambiente con base en los parámetros de los agentes relacionados con la durabilidad de las estructuras. [13]

Clase de agresividad	Macroclima	Microclima	Gás carbónico CO ₂ en el ambiente	Cloruros Cl ⁻ en el ambiente
I	Atmósfera rural	Humedad relativa ≤ 60% Interiores secos	≤ 0,3 %	≤ 200 mg / l
II	Atmósfera Urbana	Humedad relativa de 60 a 95% Humedad Relativa = 100 % Elementos sumergidos	≤ 0,3 %	< 500 mg / l
III	Atmósfera Marina o industrial	Humedad relativa de 65 a 98%	≥ 0,3%	> 500 mg / l
IV	Polos industriales	Zonas húmedas industriales	> 0,3 %	> 500 mg / l

Los parámetros que determinarían la clasificación de la agresividad del medio ambiente de acuerdo a la durabilidad del concreto de las estructuras son los que se incluyen en la tabla. 3.14. Siendo estos los responsables principalmente de tres mecanismos de deterioro del concreto.

- 1.- Lixiviación por acción de las aguas puras, carbónicas agresivas y ácidas que disuelven y lavan los compuestos de pasta hidratada, especialmente el hidróxido de calcio.
- 2.- Expansión por acción de sulfatos reactivos sobre el aluminato tricálcico de la pasta.
- 3.- Expansión debida a la reacción álcali-agregado.

19Tabla. 3.19. Clasificación del ambiente relacionada con la durabilidad del concreto.[13]

Clase de agresividad	pH	CO ₂ agresivo mg/l	Amoniaco NH ₄ ⁺ mg/l	Magnesio Mg ₂ ⁺ mg/l	Sulfato SO ₄ ²⁻ mg/l	Sólidos disueltos mg/l
I	> 6,0	< 20	<100	<150	<400	>150
II	5,0 – 5,9	20 – 30	100 – 150	150 – 250	400 – 700	150 – 50
III	5,0 – 4,5	30 – 100	150 – 250	250 – 500	700 -1500	< 50
IV	< 4,5	> 100	> 250	> 500	>1500	< 50

3.3.1.2 Clasificación de la agresividad del medio ambiente (Normativa Española EHE-08)

La normativa española de Instrucción de Hormigón Estructural EHE-08 [2] en su artículo 8.2 clasifica los diferentes tipos de ambiente a los cuales puede estar expuesta una estructura de concreto armado. Esta clasificación queda definida por dos tipos de exposición, uno referente exclusivamente al tipo de exposición que genera corrosión en la armadura de la estructura (Tabla. 3.20.) y se define como clases generales de exposición y otra en la cual se definen procesos de deterioro distintos a la corrosión (Tabla. 3.21.) y a estas se les llama clases específicas de exposición ambiental. Cada clase general de exposición se encuentra definida por: a) clase, b) subclase, C) designación y d) tipo de proceso de corrosión que genera. También se incluye una descripción de cada tipo de exposición y un ejemplo de estructuras típicas que se encuentran sometidas a cada clase de exposición. [2]

20Tabla. 3.20. Clases generales de exposición relativas a la corrosión de las armaduras.

CLASE GENERAL DE EXPOSICIÓN				DESCRIPCIÓN	EJEMPLOS
Clase	Subclase	Designación	Tipo de proceso		
No agresiva		I	Ninguno	<ul style="list-style-type: none"> – Interiores de edificios, no sometidos a condensaciones. – Elementos de hormigón en masa. 	<ul style="list-style-type: none"> – Elementos estructurales de edificios, incluido los forjados, que estén protegidos de la intemperie.
Normal	Humedad alta	IIa	Corrosión de origen diferente de los cloruros	<ul style="list-style-type: none"> – Interiores sometidos a humedades relativas medias altas (> 65%) o a condensaciones. – Exteriores en ausencia de cloruros, y expuestos a lluvia en zonas con precipitación media anual superior a 600 mm. – Elementos enterrados o sumergidos. 	<ul style="list-style-type: none"> – Elementos estructurales en sótanos no ventilados. – Cimentaciones. – Estribos, pilas y tableros de puentes en zonas, sin impermeabilizar con precipitación media anual superior a 600 mm. – Tableros de puentes impermeabilizados, en zonas con sales de deshielo y precipitación media anual superior a 600 mm. – Elementos de hormigón, que se encuentren a la intemperie o en las cubiertas de edificios en zonas con precipitación media anual superior a 600 mm. – Forjados en cámara sanitaria, o en interiores en cocinas y baños, o en cubierta no protegida.
	Humedad media	IIb	Corrosión de origen diferente de los cloruros	<ul style="list-style-type: none"> – Exteriores en ausencia de cloruros, sometidos a la acción del agua de lluvia, en zonas con precipitación media anual inferior a 600 mm. 	<ul style="list-style-type: none"> – Elementos estructurales en construcciones exteriores protegidas de la lluvia. – Tableros y pilas de puentes, en zonas de precipitación media anual inferior a 600 mm.
Marina	Aérea	IIIa	Corrosión por cloruros	<ul style="list-style-type: none"> – Elementos de estructuras marinas, por encima del nivel de pleamar. – Elementos exteriores de estructuras situadas en las proximidades de la línea costera (a menos de 5 km). 	<ul style="list-style-type: none"> – Elementos estructurales de edificaciones en las proximidades de la costa. – Puentes en las proximidades de la costa. – Zonas aéreas de diques, pantalanés y otras obras de defensa litoral. – Instalaciones portuarias.
	Sumergida	IIIb	Corrosión por cloruros	<ul style="list-style-type: none"> – Elementos de estructuras marinas sumergidas permanentemente, por debajo del nivel mínimo de bajamar. 	<ul style="list-style-type: none"> – Zonas sumergidas de diques, pantalanés y otras obras de defensa litoral. – Cimentaciones y zonas sumergidas de pilas de puentes en el mar.
	En zona de carrera de mareas y en zonas de salpicaduras	IIIc	Corrosión por cloruros	<ul style="list-style-type: none"> – Elementos de estructuras marinas situadas en la zona de salpicaduras o en zona de carrera de mareas. 	<ul style="list-style-type: none"> – Zonas situadas en el recorrido de marea de diques, pantalanés y otras obras de defensa litoral. – Zonas de pilas de puentes sobre el mar, situadas en el recorrido de marea.
Con cloruros de origen diferente del medio marino		IV	Corrosión por cloruros	<ul style="list-style-type: none"> – Instalaciones no impermeabilizadas en contacto con agua que presente un contenido elevado de cloruros, no relacionados con el ambiente marino. – Superficies expuestas a sales de deshielo no impermeabilizadas. 	<ul style="list-style-type: none"> – Piscinas e interiores de los edificios que las albergan. – Pilas de pasos superiores o pasarelas en zonas de nieve. – Estaciones de tratamiento de agua.

En lo que se refiere a las clases específicas de exposición, se definen los tipos de ambiente que generan un deterioro diferente a la corrosión de la armadura, son ambientes que principalmente provocan deterioro al concreto de la estructura. En esta clasificación al igual que en la anterior, cada clase específica de exposición está determinada por una clase, subclase, designación y tipo de proceso de deterioro que genera. Además de una descripción del deterioro y un ejemplo de una estructura que está sometida a esta clase de exposición.

En el caso de estructuras sometidas a ataque químico (clase Q), la agresividad se clasificará de acuerdo con los criterios recogidos en la tabla 3.22.

21Tabla. 3.21. Clases específicas de exposición relativas a otros procesos de deterioro distintos de la corrosión

CLASE ESPECÍFICA DE EXPOSICIÓN				DESCRIPCIÓN	EJEMPLOS
Clase	Subclase	Designación	Tipo de proceso		
Química Agresiva	Débil	Qa	Ataque químico	<ul style="list-style-type: none"> Elementos situados en ambientes con contenidos de sustancias químicas capaces de provocar la alteración del hormigón con velocidad lenta (ver tabla 8.2.3.b). 	<ul style="list-style-type: none"> Instalaciones industriales, con sustancias débilmente agresivas según tabla 8.2.3.b. Construcciones en proximidades de áreas industriales, con agresividad débil según tabla 8.2.3.b.
	Media	Qb	Ataque químico	<ul style="list-style-type: none"> Elementos en contacto con agua de mar. Elementos situados en ambientes con contenidos de sustancias químicas capaces de provocar la alteración del hormigón con velocidad media (ver tabla 8.2.3.b). 	<ul style="list-style-type: none"> Dolos, bloques y otros elementos para diques. Estructuras marinas, en general. Instalaciones industriales con sustancias de agresividad media según tabla 8.2.3.b. Construcciones en proximidades de áreas industriales, con agresividad media según tabla 8.2.3.b. Instalaciones de conducción y tratamiento de aguas residuales con sustancias de agresividad media según tabla 8.2.3.b.
	Fuerte	Qc	Ataque químico	<ul style="list-style-type: none"> Elementos situados en ambientes con contenidos de sustancias químicas capaces de provocar la alteración del hormigón con velocidad rápida (ver tabla 8.2.3.b). 	<ul style="list-style-type: none"> Instalaciones industriales, con sustancias de agresividad alta de acuerdo con tabla 8.2.3.b. Instalaciones de conducción y tratamiento de aguas residuales, con sustancias de agresividad alta de acuerdo con tabla 8.2.3.b. Construcciones en proximidades de áreas industriales, con agresividad fuerte según tabla 8.2.3.b.
Con heladas	Sin sales fundentes	H	Ataque hielo-deshielo	<ul style="list-style-type: none"> Elementos situados en contacto frecuente con agua, o zonas con humedad relativa media ambiental en invierno superior al 75%, y que tengan una probabilidad anual superior al 50% de alcanzar al menos una vez temperaturas por debajo de -5 °C. 	<ul style="list-style-type: none"> Construcciones en zonas de alta montaña. Estaciones invernales.
	Con sales fundentes	F	Ataque por sales fundentes	<ul style="list-style-type: none"> Elementos destinados al tráfico de vehículos o peatones en zonas con más de 5 nevadas anuales o con valor medio de la temperatura mínima en los meses de invierno inferior a 0 °C. 	<ul style="list-style-type: none"> Tableros de puentes o pasarelas en zonas de alta montaña, en las que se utilizan sales fundentes.
Erosión		E	Abrasión cavitación	<ul style="list-style-type: none"> Elementos sometidos a desgaste superficial. Elementos de estructuras hidráulicas en los que la cota piezométrica pueda descender por debajo de la presión de vapor del agua. 	<ul style="list-style-type: none"> Pilas de puente en cauces muy torrenciales. Elementos de diques, pantanones y otras obras de defensa litoral que se encuentren sometidos a fuertes oleajes. Pavimentos de hormigón. Tuberías de alta presión.

22Tabla. 3.22. Clasificación de la agresividad química.

TIPO DE MEDIO AGRESIVO	PARÁMETROS	TIPO DE EXPOSICIÓN		
		0a	0b	0c
		Ataque débil	Ataque medio	Ataque fuerte
AGUA	VALOR DEL pH, según UNE 83.952	6,5-5,5	5,5-4,5	< 4,5
	CO ₂ AGRESIVO (mg CO ₂ /l), según UNE-EN 13.577	15-40	40-100	> 100
	IÓN AMONIO (mg NH ₄ ⁺ /l), según UNE 83.954	15-30	30-60	> 60
	IÓN MAGNESIO (mg Mg ²⁺ /l), según UNE 83.955	300-1.000	1.000-3.000	> 3.000
	IÓN SULFATO (mg SO ₄ ²⁻ /l), según UNE 83.956	200-600	600-3.000	> 3.000
	RESIDUO SECO (mg/l), según UNE 83.957	75-150	50-75	< 50
SUELO	GRADO DE ACIDEZ BAUMANN-GULLY (ml/kg), según UNE 83.962	> 200	(*)	(*)
	IÓN SULFATO (mg SO ₄ ²⁻ /kg de suelo seco), según UNE 83.963	2.000-3.000	3.000-12.000	> 12.000

3.3.2.- Influencia de la climatología en la corrosión.

El proceso y velocidad de corrosión atmosférica depende directamente de la naturaleza de cada metal, sin embargo estos se ven ampliamente afectados por los factores climáticos del lugar en donde se encuentran ubicados.

Los factores climáticos que provocan una mayor afección en la corrosión de los metales son:

- Temperatura
- La humedad relativa (precipitación pluvial).
- Vientos (dirección y velocidad)

Temperatura. Es importante considerar los efectos de la temperatura, debido a que los cambios en esta pueden afectar el proceso de corrosión en los metales. Si aumenta, la velocidad de las reacciones electroquímicas se acelera y al mismo tiempo se acelera la evaporación de la humedad depositada sobre el metal, se reduce la concentración de oxígeno y de otros gases disueltos en ella e incluso pueden producirse cambios en las capas protectoras de productos de corrosión.

Los investigadores Feliu y Morcillo [14] determinaron gracias a sus trabajos de investigación, que la velocidad de corrosión se mantiene prácticamente constante entre los 5 y 15 °C, siempre y cuando la humedad y contaminación de la superficie metálica sea apreciable. En temperaturas por debajo de los 0 °C la velocidad de corrosión es prácticamente nula debido a que la película de electrolito esta helada, sin embargo, en atmosferas muy contaminadas la gran cantidad de sales disueltas en la capa del electrolito retardan su punto de congelación lo que puede provocar que exista corrosión aún a -5°C.

La precipitación pluvial ya sea lluvia, nieve, rocío o niebla produce una película de humedad sobre la superficie de los metales expuestos, esta película acuosa genera un incremento en la velocidad de corrosión, ya que la difusión de oxígeno es un factor determinante para que se acelere este proceso. Generalmente se piensa que la lluvia es la forma de precipitación pluvial que produce mayor daño a los metales por ser la que más evidentemente moja la superficie metálica, sin embargo esta lava la superficie de polvo y contaminantes eliminando así uno de los factores que intensifican el proceso, por otro lado la niebla o las gotas de rocío que no lavan la superficie metálica pueden provocar mayor daño, siempre y cuando, estas se presenten en un mismo orden de humectación y secado.

La dirección y velocidad del viento. Los vientos predominantes arrastran contaminantes y los depositan sobre la superficie de los metales lo que influye directamente en los valores de corrosión medidos. Mediante experimentos con probetas, se ha encontrado que la mayor corrosión se produce en la cara expuesta verticalmente de frente al viento. [15]

3.3.3.- Clasificación y distribución de los climas.

El término clima se refiere a un régimen de ciertas condiciones meteorológicas que prevalecen en la atmósfera. Se usa para determinar las condiciones meteorológicas de un cierto lugar para periodos de tiempo determinados.

Para poder determinar el clima de una región se deben de tomar en cuenta varios elementos como son: energía solar, temperatura, humedad, precipitación y en un menor grado, la intensidad y duración de los vientos.

Existen varios esquemas de clasificación del clima, esto debido a la gran variedad de datos que existen, sin embargo uno de los más aceptados es el propuesto por Köppen.[15] Esta clasificación está basada en las temperaturas y las precipitaciones mensuales y anuales de las diferentes regiones y zonas del mundo y toma la vegetación nativa como resultado de la totalidad de factores predominantes por lo que generalmente las fronteras de cada zona están determinadas por los cambios de la vegetación existente.

Köppen reconoce que la efectividad de la precipitación pluvial en el desarrollo de una planta no depende solo de la cantidad de agua que llueve, sino también del agua que pierde la planta por la intensidad de evaporación que se presente en la zona.

Una característica única del sistema Köppen es su ingeniosa nomenclatura simbólica para los tipos de clima. Cada tipo principal de clima es descrito por una fórmula que consiste en un par de letras con significados precisos.

La clasificación de Köppen está dada por cinco grandes grupos de clima, los cuales a su vez están divididos, y en conjunto proporcionan un modelo de clima para toda la tierra.[15]

Los cinco grupos principales del clima mundial corresponden a cinco tipos de vegetación y son designados con una letra mayúscula:

A: Clima tropical lluvioso con temperatura media mensual superior a los 18 °C, lluvias anuales superiores a 750 mm.

B: Clima seco.

C: Clima templado húmedo donde la temperatura media del mes más cálido es superior a los 18 °C y la temperatura media del mes más frío es superior a 0 °C.

D: Clima frío o boreal donde la temperatura media del mes más cálido es superior a 10 °C y la temperatura media del mes más frío es inferior a 0 °C.

E: Clima polar donde la temperatura media del mes más cálido es inferior a 10 °C y la temperatura media del mes más frío es inferior a 0 °C.

Cada uno de los grupos anteriores se divide en subgrupos climáticos basados en la distribución de lluvia, frío o grado de sequedad durante las diferentes estaciones del año.

Las letras minúsculas indican el grado de precipitación:

f: Estación húmeda (lluvias en todo el año)

m: Estación con lluvias monzónicas (con ciclones tropicales en verano)

s: Estación seca en verano y con lluvias en invierno.

w: Estación seca en invierno y con lluvias en verano.

x: Lluvia escasa todo el año.

Las letras mayúsculas son empleadas para designar los tipos de vegetación.

B: Alta montaña.

F: Hielos perpetuos.

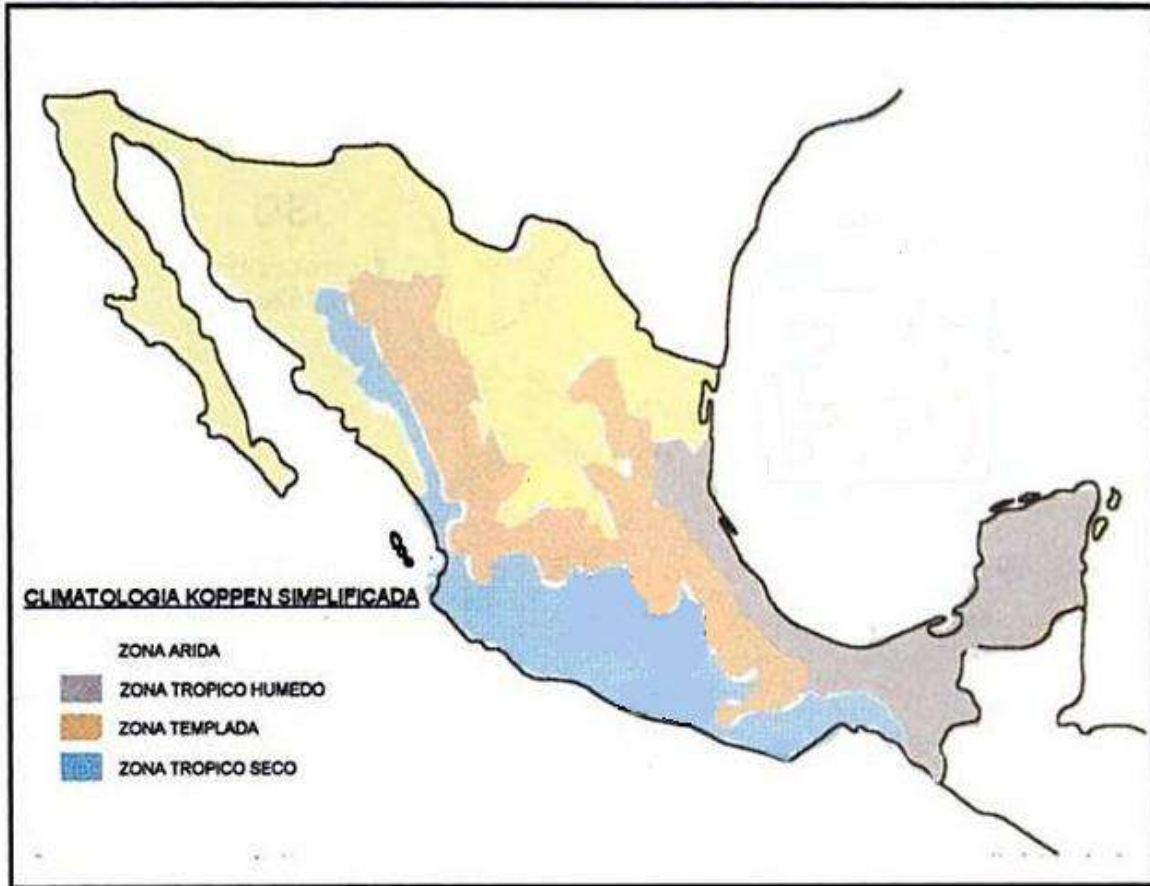
S: Estepa.

T: Tundra.

W: Desierto.

3.3.4.- Climas de la república mexicana.

De acuerdo a la clasificación de Köppen, en la siguiente imagen (Imagen 3.2) se muestran los principales tipos de clima de México y en la (Imagen 3.3) se muestran las isolíneas de humedad relativa promedio anuales.[15]



2Figura 3.2. Climatología de la república mexicana de acuerdo con Köppen.[15]



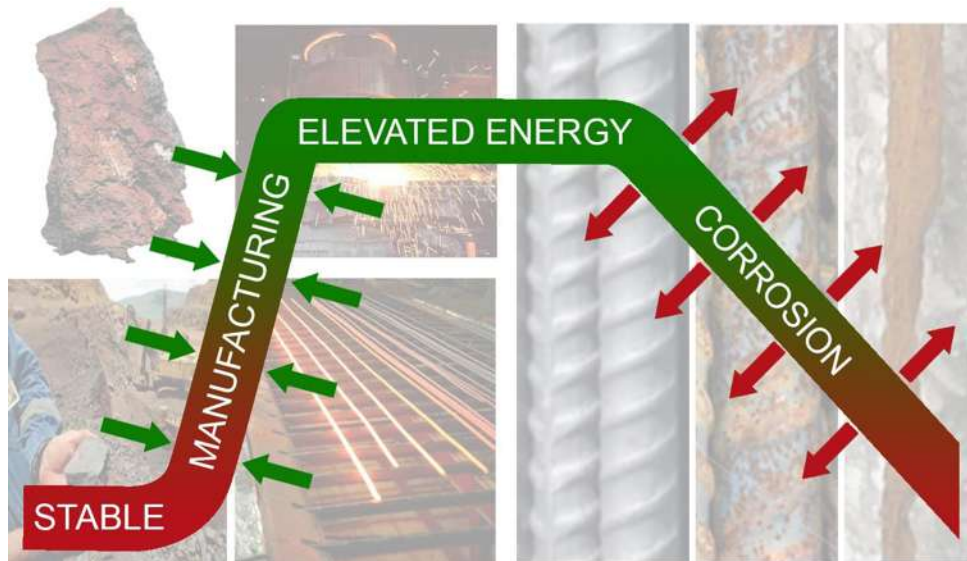
3Figura. 3.3. Distribución de isolíneas de humedad promedio anuales en la república mexicana.

3.4.- Tipos de corrosión y factores que la propician

3.4.1.- Definición de Corrosión en estructuras de concreto armado.

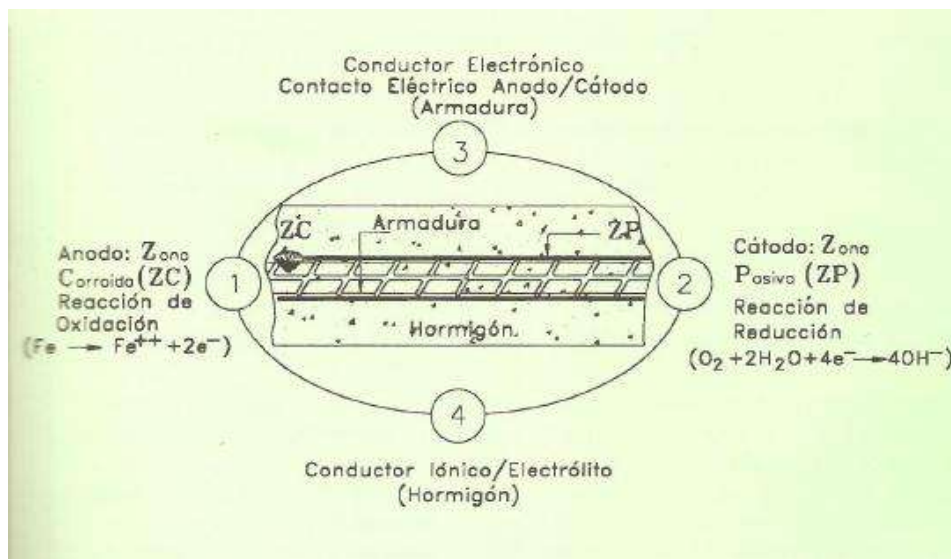
En el más amplio sentido de la palabra, la corrosión es la degradación de los materiales para adoptar estados más estables en la naturaleza, siendo la corrosión metálica un fenómeno electroquímico provocado por el medio ambiente.

A excepción de los metales nobles, el resto de los metales se encuentran en la naturaleza mayoritariamente en forma de óxidos, por lo cual el hombre debe de usar una gran cantidad de energía para transformarlos en materiales puros para poder darles un uso tecnológico. Por lo cual la corrosión de dichos metales, no es más que el proceso de la naturaleza por regresarlos a su estado natural.[15] Ver Figura 3.4.



4Figura. 3.4. Proceso de manufactura y corrosión del acero. [16]

“La corrosión de la armadura en el concreto consiste en la oxidación destructiva del acero, por el medio que lo rodea. Así, la corrosión ocurre como resultado de la formación de una celda electroquímica, la cual consiste en cuatro elementos principales: 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 y d) un electrolito, en este caso el concreto, donde la corriente eléctrica es generada por el flujo de iones en un medio acuoso.” [1]



5Figura. 3.5. Elementos que constituyen la celda de corrosión.[1]

El concreto proporciona una barrera protectora a las barras de acero, gracias a la alcalinidad del cemento portland al hidratarse. Cuando esta protección se pierde puede iniciarse la corrosión del acero de refuerzo. Esta protección se pierde al neutralizarse la alcalinidad, lo cual puede suceder principalmente por dos factores: uno por la penetración de óxidos de carbono de la atmosfera a través de los poros del concreto (Carbonatación) o bien por la acción de los iones cloruro. Estos últimos pueden ser aportados por materias primas contaminadas a momento de fabricar el concreto o penetrar desde el exterior como en los ambientes marinos. [2]

3.4.2.- Tipos de corrosión

Las estructuras de concreto armado pueden presentar diferentes tipos de corrosión, de acuerdo al agente agresivo que la esté provocando y a la localización de las zonas anódicas y catódicas y el aspecto físico del ataque. Según esto la “Red Temática DURAR [1]” los tipos de corrosión que pueden presentarse son:

3.4.2.1.- Corrosión localizada.

La corrosión localizada en una estructura de concreto armado se da principalmente cuando se alcanza una concentración crítica de iones cloruro, lo que provoca la despasivación en una zona puntual de la armadura en la cual se genera corrosión acelerada. El valor de la concentración crítica de iones cloruro que despasivará el acero va depender de varios factores como son: el contenido de humedad del concreto, el contenido de aluminato tricálcico (C₃A) en el cemento y el pH. [17].

a) Corrosión por picaduras.

La corrosión por picaduras se da cuando se produce la disolución de la película pasiva de la armadura en un punto localizado de la misma. Esto ocurre como ya se mencionó anteriormente, por la presencia de iones cloruro, los cuales se encuentran en el medio ambiente y penetran a la estructura por difusión o bien porque fueron incorporados a la mezcla de concreto ya sea en los agregados pétreos o el agua con que se fabricó.

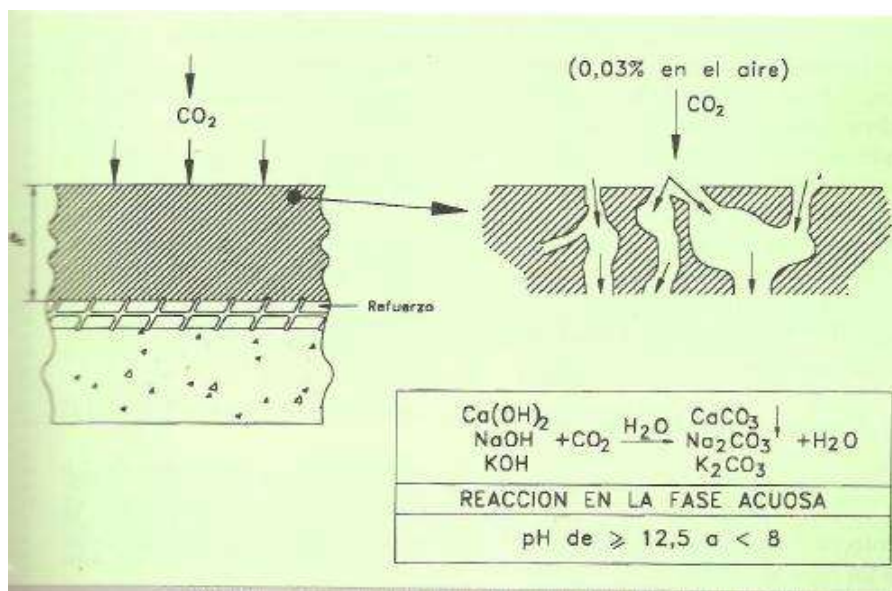
Al perderse la capa pasiva de una sección localizada del acero, se forma una celda de corrosión, entre esta sección despasivada y una sección intacta de la barra, en donde la parte intacta está actuando como cátodo y la sección despasivada que actúa como ánodo, y en esta última es donde se produce la disolución del acero provocando así la picadura en la armadura de refuerzo, estas picaduras son autocatalíticas por lo cual generan las condiciones para su continuo crecimiento y no para extender la corrosión, lo cual agrava el problema [1]

b) Corrosión bajo tensión.

Para que se de este tipo de corrosión es necesario que dos circunstancias actúen a la vez sobre la estructura de concreto armado: La acción química de un medio agresivo y las acciones mecánicas de tracción y tensión sobre el acero de refuerzo. Lo que da como resultado que una pieza diseñada para soportar en un ambiente dado al estar sometida a estos dos agentes, se rompe frágilmente y da lugar a una falla súbita ya que se relajan tensiones bruscamente. [1]

3.4.2.2.- Corrosión generalizada.

Este tipo de corrosión se da por la pérdida generalizada de la capa pasivante de la armadura de acero, esto como efecto de la disminución en el pH del concreto (pH < 9) debido a la lixiviación del concreto, una cantidad excesiva de iones cloruro o bien por el efecto de la carbonatación principalmente. La lixiviación de las sustancias alcalinas del concreto se debe a la percolación y/o lavado de aguas puras o semi-acidas. El frente de carbonatación en el concreto se produce cuando el dióxido de carbono (CO₂) de la atmosfera, reacciona con el hidróxido de calcio (Ca(OH)₂) presente en el concreto formando así Carbonato de calcio (CaCO₃). Este proceso de corrosión generalizada se da principalmente en estructuras construidas con concreto de baja calidad y en ambientes con una humedad relativa entre el 50 y 70 %.[1,17]. Ver Figura. 3.6



6Figura. 3.6. Mecanismo de corrosión generalizada en una estructura (Carbonatación). [1]

3.4.2.3.- Corrosión galvánica.

El proceso de corrosión galvánica se da cuando existe conexión eléctrica entre dos metales (uno más noble que el otro) y además estos se encuentran inmersos en un electrolito o medio húmedo. Así el metal más noble actuará como ánodo y el otro metal actuara como el cátodo. También se puede presentar este tipo de corrosión con un solo tipo de metal, por

ejemplo la armadura de refuerzo, esto cuando una parte de la misma sufra un pequeño daño o no se forme la capa pasiva, entonces esta parte actuará como ánodo y el resto de la armadura como cátodo. [1]

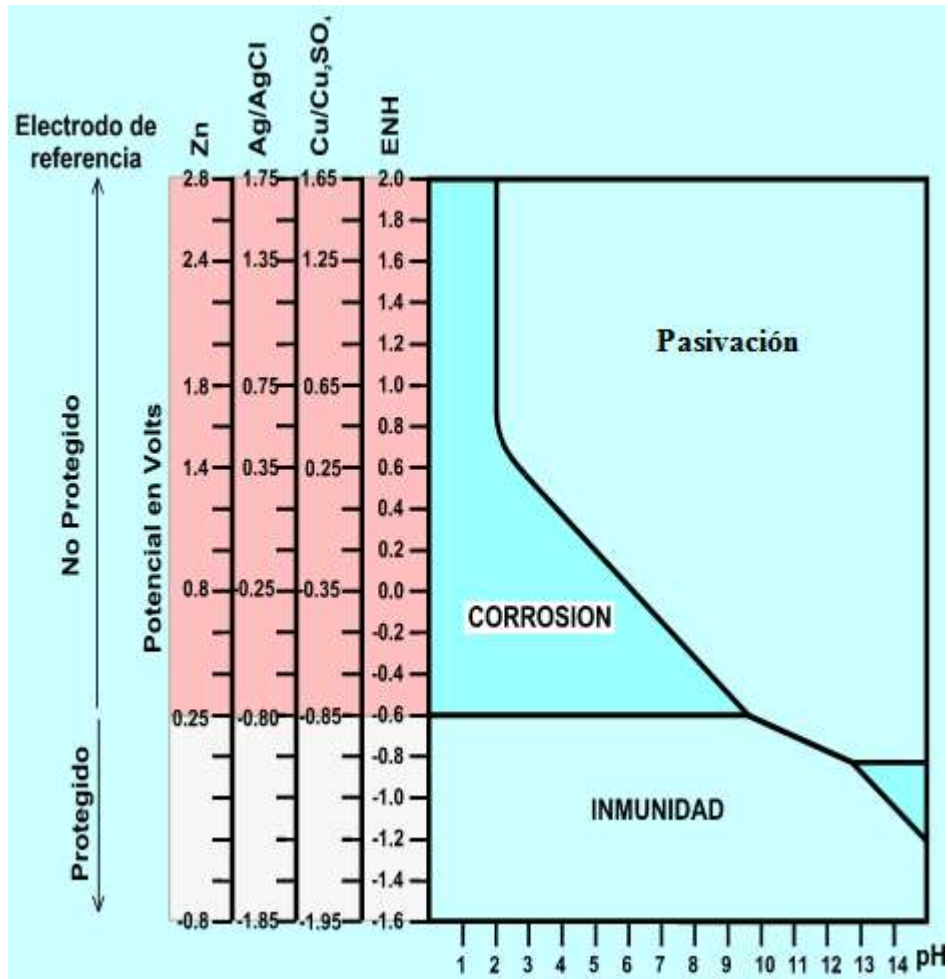
3.4.3 Diagrama de Pourbaix

“El diagrama de Pourbaix es un diagrama de equilibrio Potencial/pH, en el que el eje de las abscisas representa los valores del pH de la solución, y el eje de las ordenadas los valores del potencial del electrodo” [18]

Se llama así por su creador Marcel Pourbaix, quien lo desarrollo para mostrar las condiciones del pH del electrolito y el potencial electroquímico que son favorables para que se dé la corrosión de un metal.

Por lo tanto en el diagrama de Pourbaix queda establecido para cada metal las condiciones de pH y potencial en las que el metal se corroe, se pasiva o permanece inmune. La pasividad supone que el metal se cubre de una capa de óxidos, transparente e imperceptible y que esta actúa como barrera impidiendo la oxidación. A diferencia del estado de inmunidad, en el cual el material no se oxida porque no se dan las condiciones termodinámicas para ello. Un ejemplo de este estado son los metales sometidos a protección catódica. [10,18] Ver Figura. 3.7.

En específico hablando del acero embebido en el concreto, se puede decir que este goza de una doble protección contra la oxidación, una física que es el espesor del recubrimiento de concreto y otra química que es el pH alcalino del concreto el cual normalmente está entre 12-13, que sitúa al acero en la zona de pasividad del diagrama de Pourbaix, ya que se le forma una capa de óxido Fe_2O_3 . Esta capa pasiva puede llegar a ser eliminada por la presencia de cloruros que ingresan en la estructura y provocan corrosión por picaduras. [18]



7Figura.3.7. Diagrama de Pourbaix [19]

3.4.4.- Dosificación del concreto

La dosificación del concreto juega una parte muy importante en la durabilidad de las estructuras, ya que este es la capa protectora del acero ante los agentes agresivos del medio ambiente.

El concreto debe cumplir con ciertas solicitaciones para que se considere adecuado para garantizar la durabilidad de las barras de acero y de la estructura en general, debe ser sólido, homogéneo, resistente y principalmente poco poroso, además debe cumplir con las exigencias mecánicas para las cuales fue diseñado [1]

Una vez estudiados los tipos de agresividad del medio ambiente a los que puede estar expuesta una estructura de concreto, se pueden indicar los requisitos de dosificación del concreto para que sea durable ante cada tipo de ambiente.

Los principales requisitos que se deben limitar son:

- a) Máxima relación agua cemento.
- b) Mínimo contenido de aire incluido.
- c) Mínimo contenido de cemento.

- d) Utilización del tipo de cemento adecuado.
- e) Calidad de los áridos que se empleen para la fabricación del concreto.

La relación agua/cemento influye directamente en la porosidad de la pasta de cemento endurecida, y es a través de ella que el agua ejerce su función de transferencia de agentes agresivos externos. Es por ello que ésta se debe limitar para garantizar un concreto poco poroso y por ende durable ante los diferentes tipos de agresividad del medio ambiente.

De acuerdo a la Normativa Española EHE-08 [2] existe una recomendación de la máxima relación agua/cemento, de acuerdo al tipo de concreto que se quiere fabricar y la clase de exposición a la que estará sometida la estructura. Tabla. 3.23.

23Tabla. 3.23. Máxima relación agua/cemento de acuerdo al tipo de exposición.

Parámetro de dosificación	Tipo de hormigón	Clase de exposición													
		I	Ia	Ib	IIa	IIb	IIc	IV	Ca	Cb	Cc	H	F	E	
Máxima relación a/c	Masa	0,65	—	—	—	—	—	—	—	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,50
	Armado	0,65	0,60	0,55	0,50	0,50	0,45	0,50	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,50	
	Pretensado	0,60	0,60	0,55	0,45	0,45	0,45	0,45	0,50	0,45	0,45	0,55	0,50	0,50	

Al igual que la relación agua/cemento, el aire incluido en el concreto afecta directamente en la porosidad del mismo, por tanto para obtener la máxima compacidad del concreto se debe asegurar la menor cantidad de aire incluido en la mezcla.

La calidad de los agregados pétreos que se utilicen para la fabricación del concreto, si influyen a la porosidad y compacidad del mismo, pero principalmente su calidad se verá reflejada en la resistencia mecánica. Aunque la resistencia mecánica del concreto no debe tomarse como una condición determinante para asegurar la durabilidad del concreto, las condiciones de relación agua/cemento y cantidad de cemento proporcionan un concreto de resistencia mecánica coherente con las solicitaciones de la obra.[2]. De manera indicativa la Normativa Española EHE-08 proporciona la tabla. 3.24. En donde indica las resistencias mínimas en megapascales del concreto frente a cada tipo de clase de exposición.

24Tabla. 3.24. Resistencias mínimas recomendadas en función de la durabilidad.

Parámetro de dosificación	Tipo de hormigón	Clase de exposición													
		I	Ia	Ib	IIa	IIb	IIc	IV	Ca	Cb	Cc	H	F	E	
Resistencia mínima (N/mm ²)	Masa	20	—	—	—	—	—	—	—	30	30	35	30	30	30
	Armado	25	25	30	30	30	35	30	30	30	35	30	30	30	
	Pretensado	25	25	30	30	35	35	35	30	35	35	30	30	30	

Los requisitos de contenido mínimo de cemento y tipo de cemento a utilizar para garantizar la durabilidad de una estructura se explicara a detalle en el siguiente subtema.

3.4.5.- Tipo y cantidad de cemento

La mínima cantidad de cemento a utilizar por metro cubico de concreto queda limitada en la tabla. 3.25. De acuerdo a la Normativa Española EHE-08. Normalmente un contenido alrededor de los 300 kg/m³ es suficiente para garantizar una permeabilidad lo suficientemente baja. [2,12]

Normalmente al incrementar el contenido de cemento aumenta la capacidad de fijación del concreto frente al CO₂ y al Cl⁻, aunque influye menos que los factores descritos anteriormente. La cantidad máxima de cemento queda limitada a 500 kg/m³ y sólo bajo casos excepcionales y previa experimentación se podrá incrementar esta cantidad.

25Tabla. 3.25. Mínimo contenido de cemento, frente a las diferentes clases de exposición

Parámetro de dosificación	Tipo de hormigón	Clase de exposición												
		I	Ia	Ib	IIa	IIb	IIc	IV	Qa	Qb	Qc	H	F	E
Mínimo contenido de cemento (kg/m ³)	Masa	200	—	—	—	—	—	—	275	300	325	275	300	275
	Armado	250	275	300	300	325	350	325	325	350	350	300	325	300
	Pretensado	275	300	300	300	325	350	325	325	350	350	300	325	300

El CO₂ que se encuentra en el ambiente es el responsable de neutralizar el concreto (proceso de carbonatación) hasta una cierta profundidad, lo cual depende del contenido de productos alcalinos de hidratación del cemento por unidad de volumen que a su vez está determinado por el tipo de cemento. [12]

En general el tipo de cemento y su contenido de C₃A y adiciones es lo que determina su capacidad resistente ante los diversos tipos de ataques del medio ambiente.

La resistencia a la carbonatación un concreto fabricado con un cemento sin adiciones presenta mayor reserva alcalina frente a uno que si las tenga por lo cual se recomienda un porcentaje ≤ al 10 % de adiciones [13]

En un ambiente marino en donde el principal factor de ataque son los cloruros, un concreto tipo V resistente a los sulfatos, tendrá una menor fijación de cloruros por lo tanto un concreto con cemento normal tendrá un mejor desempeño en este ambiente. [12]

La capacidad de fijación de cloruros en un cemento portland y en un cemento con adiciones está en función de la cantidad de C₃A en el Clinker, sin embargo los iones cloruros no pueden eliminarse al 100% por fijación química, por lo tanto, incluso teniendo elevadas concentraciones de C₃A, siempre habrá cloruros libres en la solución de los poros.

[12] La cantidad de C₃A no deberá ser inferior al 4% para brindar protección a la armadura ni mayor al 10% para que el cemento sea resistente a los sulfatos.

3.4.6.- Espesor del recubrimiento de concreto.

El recubrimiento de concreto en una estructura se entenderá como la distancia que existe entre la superficie exterior de la armadura y la superficie más cercana de concreto. [2]. Es por mucho el parámetro más importante frente a la corrosión de la armadura, ya que una buena impermeabilidad y compacidad en el concreto de recubrimiento y un espesor apropiado proporciona una excelente capa protectora para el acero de refuerzo.[18]

Antes de hablar de las medidas de espesor de concreto que debe tener una estructura, es importante mencionar que en muchas ocasiones esta masa de concreto no cumple con su función protectora al ser más porosa que el resto del concreto del elemento, esto sucede principalmente por un mal o excesivo vibrado a la hora de colar el elemento.

Por otro lado el espesor de esta capa de concreto es muy importante, ya que será la distancia que los agentes contaminantes tendrán que atravesar para alcanzar y despasivar a la armadura lo que se traduce como el tiempo de vida útil que tendrá dicha estructura. Este espesor estará en función del tipo de clase de ambiente de exposición a la que este expuesto el elemento y de si se trata de estructuras con armadura pasiva o activas postensadas. [2]

Para el caso de cualquier tipo de armaduras pasivas expuestas a los tipos de exposición III y IV los recubrimientos mínimos no podrán ser menores a lo indicado en la tabla. 3.26. Esto de acuerdo con la Norma Española EHE-08. [2]

26Tabla. 3.26. Recubrimientos mínimos en mm para las clases de exposición III y IV

Hormigón	Cemento	Vida útil de proyecto (t _d) (años)	Clase general de exposición			
			IIIa	IIIb	IIIc	IV
Armado	CEM III/A, CEM III/B, CEM IV, CEM II/B-S, B-P, B-V, A-D u hormigón con adición de microsílíce superior al 6% o de cenizas volantes superior al 20%	50	25	30	35	35
		100	30	35	40	40
	Resto de cementos utilizables	50	45	40	*	*
		100	65	*	*	*
Pretensado	CEM II/A-D o bien con adición de humo de sílice superior al 6%	50	30	35	40	40
		100	35	40	45	45
	Resto de cementos utilizables	50	65	45	*	*
		100	*	*	*	*

Cuando se trate de armaduras activas postensadas la normativa española [2] indica que el recubrimiento tanto horizontal como vertical del elemento será como mínimo el mayor valor de los siguientes criterios: la menor dimensión de la varilla, la mitad de la mayor dimensión de la varilla o grupo de varillas en contacto o 40 mm y nunca podrá ser mayor a 80 mm de espesor. [2]

3.4.7.- Porosidad del concreto

La porosidad en el concreto se considera como los espacios vacíos que quedan atrapados en la masa de concreto al evaporarse el exceso de agua que se utilizó para el mezclado y por el aire atrapado durante su manipulación. Los poros del concreto se clasifican de acuerdo a su tamaño de la siguiente manera:

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

Poros capilares: Son de forma variable y su tamaño está en el orden de los 2 nm a 1 μm . cuando estos poros están interconectados y abiertos al exterior constituyen la causa principal de la permeabilidad de la pasta de cemento endurecida, así como de su vulnerabilidad a la acción de los agentes externos. Es por esto que la eliminación de la capilaridad interconectada es una condición necesaria para garantizar la durabilidad de la estructura.

Poros de aire: Son los poros de mayor tamaño, son generados por burbujas de aire atrapadas en la masa de concreto durante el proceso de fabricación y manipulación del mismo. No suelen estar interconectados y sus dimensiones son variables aunque generalmente son mayores a los 0.05 mm y afectan principalmente a la resistencia mecánica del concreto. [1]

3.4.8.- Resistividad del concreto

La resistividad eléctrica es una propiedad de cada material y corresponde al recíproco de su conductividad. Depende en gran proporción del grado de saturación de los poros del mortero y en menor grado, de la hidratación de la pasta y de la presencia de sales disueltas en la fase acuosa en función de variables tales como: el tipo de cemento, las adiciones inorgánicas, la relación agua/cemento, la porosidad de la estructura, entre otras. Su unidad de medida es el ohm-cm u ohm-m. [20].

El concreto tiene un campo de variabilidad de resistividad muy amplio, que va desde $10^{11} \Omega\text{-cm}$, para concreto secado en estufa, hasta $10^3 \Omega\text{-cm}$ para el material totalmente saturado.

Gjorv [21] menciona resistividades de $7 \times 10^3 \Omega\text{-cm}$ y de $6 \times 10^6 \Omega\text{-cm}$ para concreto con humedades del 100% y 20 % respectivamente, con lo que queda demostrado que la resistividad depende directamente de la saturación de los poros del concreto. [22].

Cabe mencionar que una vez que se destruyó la capa pasivante del acero, la velocidad de corrosión estará controlada por la resistividad del concreto que a su vez depende de la humedad del mismo. Para que no exista corrosión el concreto debe tener una resistividad mayor a $50-70 \times 10^3 \Omega\text{-cm}$. [12]

3.4.9.- Existencia de fisuras

El concreto se considera como un material frágil para absorber esfuerzos de tracción y siempre presenta microfisuras, pero también puede tener macrofisuras o grietas que se originan por factores como la corrosión.

Cuando las fisuras presentes en el concreto son debido a sollicitaciones mecánicas sobre la estructura, estas se disponen en general en planos ortogonales a la dirección del acero de refuerzo, por el contrario cuando las fisuras se presentan en la misma dirección y posición de la armadura de refuerzo es debido principalmente a que el proceso de corrosión ya está iniciado, sin embargo también pueden aparecer por procedimientos constructivos incorrectos. [1, 12]

Desde el punto de vista de criterios de durabilidad, el concreto es un material permeable y los agentes agresivos como cloruros y CO_2 penetran a la estructura por difusión y este es un mecanismo relativamente lento, pero al existir fisuras o grietas en el concreto el mecanismo de transporte de contaminantes ahora será por permeabilidad del agua o aire donde estos se encuentran disueltos, provocando así efectos negativos sobre la armadura:

Reducción de la distancia efectiva hasta la armadura de cloruros, humedad y oxígeno.

Formación de macropilas de corrosión si el acero está despasivado, debido a que las fisuras provocan una baja resistividad y un rápido transporte iónico entre los pares ánodo-cátodo.

Acumulación de sales si el agua se evapora en la fisura, esto puede provocar una pila de corrosión por diferencias de concentración (corrosión por picaduras)

Formación de pilas por diferencias de concentración de oxígeno, si hay mayor disponibilidad de oxígeno en la fisura que en el concreto húmedo.

Formación de pilas de diferencia de alcalinidad, si la alcalinidad del acero próximo a la fisura cambia localmente en comparación con el concreto que la rodea.

Los efectos antes mencionados se aceleran en presencia de aberturas más anchas y se retardan con espesores de recubrimiento mayores.

De acuerdo a investigaciones de varios autores [23, 24] se puede considerar que en concretos con aberturas entre 0.1 y 0.4 no incrementan el riesgo de ataque en comparación con concretos no fisurados. Es por ello que con base en durabilidad los códigos limitan el ancho máximo de fisura a 0.4 mm. En fisuras de este espesor o menores es común observar

que se produce un autosellado como consecuencia de depósitos cálcicos, suciedad o productos derivados de la corrosión.

Otros autores [25] indican, que el inicio de la corrosión en un concreto fisurado depende de la anchura de las fisuras y del espesor del recubrimiento, debido a que la corrosión depende de la disponibilidad de oxígeno en la zona catódica del acero, por lo tanto depende de la velocidad de difusión del oxígeno a través del recubrimiento.

3.4.10.- Humedad del ambiente de exposición

La humedad del ambiente de exposición es muy importante para que se pueda dar la corrosión de una estructura de concreto reforzado, por ejemplo en ambientes permanentemente secos (H.R. < 60%), el riesgo de corrosión será bajo, incluso si el concreto está carbonatado, esto porque se ve impedido el proceso electrolítico. En este caso de ambientes secos la corrosión es posible solo que exista una gran cantidad de cloruros, debido a los efectos higroscópicos de los cloruros que aumentan el contenido de agua en el concreto. [12]

En ambientes que proporcionan una saturación permanente a las estructuras de concreto, el riesgo de corrosión es bajo debido a la carencia de oxígeno, incluso si el concreto se encuentra fuertemente contaminado por cloruros.[12]

La corrosión verde o negra se produce donde el contenido de agua del concreto es elevada, limitando el acceso de oxígeno a las zonas anódicas. En estos casos los productos de corrosión no producen un gran incremento de volumen y pueden absorberse por la estructura porosa de concreto sin que se provoquen daños por desprendimiento. [12]

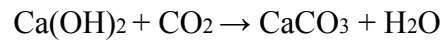
3.4.11.- Efecto de la temperatura.

La temperatura es un factor importante en el proceso de corrosión ya que la variación en ésta hace cambiar las condiciones de los factores que producen la corrosión. Por lo tanto la temperatura juega un doble papel en los procesos de deterioro. Por un lado, cuando esta incrementa favorece la movilidad de las moléculas facilitando el transporte de sustancias agresivas; y por otro lado, cuando baja la temperatura produce condensación que a su vez produce incrementos locales de contenido de humedad del material. Además también la temperatura juega un papel opuesto con la humedad, puesto que cuando existe una temperatura alta la humedad del ambiente se evapora pero cuando baja se produce condensación de agua en los poros capilares. [1]

Por último es importante tener en cuenta que estos tres factores ambientales (temperatura, humedad y oxígeno) tienen efectos contrapuestos, por lo que no es posible predecir el proceso y evolución del daño a partir de uno solo.

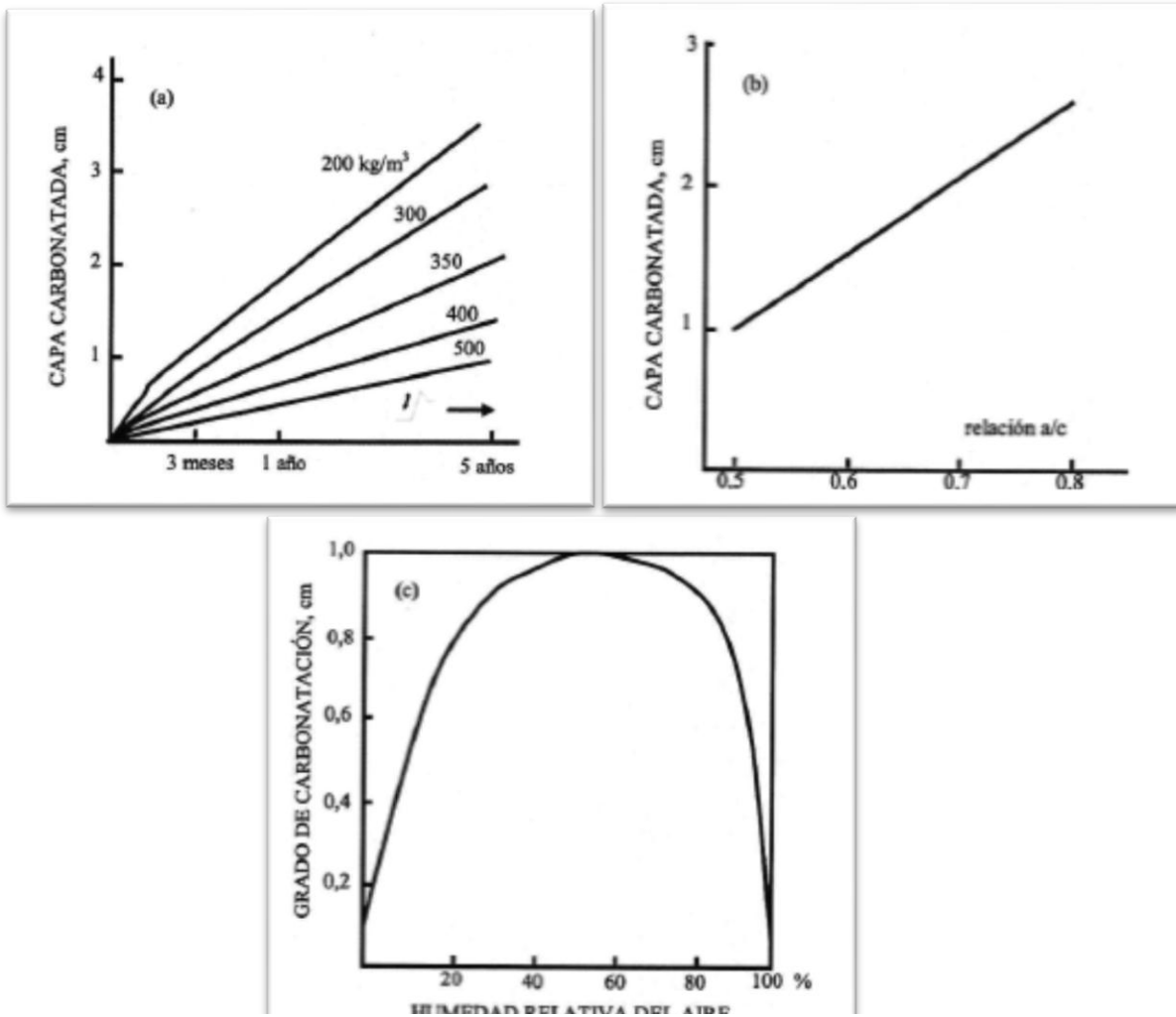
3.4.12.- Carbonatación

La carbonatación es el proceso en el cual se da la transformación del hidróxido de calcio de la fase líquida de morteros y concretos, en carbonato de calcio, dicha transformación se da como consecuencia de la reacción con el dióxido de carbono presente en la atmósfera, tal como se muestra en la siguiente reacción:[22, 1]



Superficialmente la carbonatación genera efectos benéficos en el concreto, ya que produce una contracción volumétrica que a su vez da lugar al aumento de la resistencia mecánica y endurecimiento superficial del concreto. Sin embargo su principal efecto sobre el concreto es una neutralización de los productos alcalinos presentes en el cemento, generando un cambio abrupto en el pH al interior del concreto ($\text{pH} < 9$), y una vez que este frente de carbonatación alcanza todo el espesor del recubrimiento del concreto, la armadura queda desprotegida y pasa de su estado pasivo a una corrosión generalizada [1, 26].

El fenómeno de la carbonatación es generalmente lento, ya que el contenido de CO_2 en la atmósfera es del orden del 0.03% en volumen, de forma que en concretos densos y bien ejecutados, se hace latente después de varios años o decenas de años, sin embargo esta velocidad de carbonatación está en función de factores intrínsecos del concreto como su dosificación de cemento y la relación agua/cemento o extrínsecos, como la humedad relativa del ambiente, tal como se muestra en la figura 3.8 a, 3.8 b y 3.8 c.



8Figura. 3.8. Influencia en la cinética de la carbonatación. a) la dosificación del concreto; b) la relación agua cemento; y c) la humedad relativa ambiental.

Un concreto denso y poco poroso dificultara el acceso del CO₂ y por ende el tiempo para que el frente carbonatado llegue a la armadura será mayor. Por otro lado un concreto sometido a humedad relativa < 20 % presentaran un grado de carbonatación relativamente bajos, de igual forma que en concreto sometidos a humedad relativa > 80%, donde el agua contenida en los poros dificulta el acceso del CO₂, sin embargo en ambientes que tengan una humedad relativa intermedia entre 25% - 75% el CO₂ presentará una velocidad de penetración rápida.

3.4.13.- Ataque por sulfatos.

El ataque de los iones sulfato es directamente al concreto, provocando reacciones expansivas que pueden resultar en el deterioro del elemento estructural.

Los iones sulfato pueden estar presentes tanto en soluciones acidas como el ácido sulfúrico, en soluciones alcalinas como el sulfato de amonio o en sales, entre las que pueden mencionarse los sulfatos de calcio, de magnesio y de sodio. [17]

El mecanismo de daño por sulfatos se asocia directamente a la formación de compuestos expansivos como la etringita secundaria y yeso cristalizado, este daño se da en los poros del concreto, principalmente en los poros superficiales provocando su desmoronamiento, se ha estudiado que el incremento de volumen llega a ser del 17.7% y de hasta el 19.6 % si existen iones magnesio. La severidad del ataque está condicionada por la velocidad de ingreso de la solución al concreto, la concentración de la solución la especie química de que se trate y el tipo de cemento empleado en la estructura.

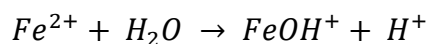
En el agua de mar se pueden encontrar sulfatos en solución, lo que lleva a que muchas especificaciones de obra recomendar erróneamente el uso de un cemento de alta resistencia a los sulfatos.

Se tiene que tener en cuenta que en el agua de mar se encuentran un conjunto de soluciones disueltas y particularmente se encuentran los iones cloruro. Los cuales cambian totalmente el panorama y principalmente si se trata de estructuras de concreto armado, donde el principal ataque será por la penetración de los iones cloruro y corrosión de la armadura. Lo cual se explicara más a detalle en el siguiente apartado.

3.4.14.- Ataque por cloruros.

Los iones cloruro, provocan una disolución localizada de la capa pasiva, dando lugar a la corrosión puntual (picaduras) que reducen drásticamente la sección transversal del acero de refuerzo en un tiempo relativamente corto. [1]

El ataque de los cloruros se inicia en puntos débiles de la interfase concreto-acero, estos puntos débiles pueden ser zonas donde hubo una caída en el pH, un hueco de aire por mala compactación, una fisura en el concreto o una deficiencia en la superficie del acero. La formación de ánodos locales en estos puntos débiles crea diferencias de potencial que atraen cloruros. Al eliminar oxígeno en el comienzo de la picadura, la superficie de acero situada bajo los productos sólidos de la corrosión se acidifica, según la siguiente ecuación;



Varios mecanismos podrían contribuir al efecto catalítico de los iones cloruro. Los iones cloruro forman complejos solubles con los iones hierro, lo que favorece a la disolución del óxido de hierro. La formación de complejos de cloro podría consumir los iones de hierro libres presentes en la solución, y cambiar el equilibrio de las ecuaciones de formación de la capa pasiva, provocando la disolución del óxido de hierro. La presencia de iones cloruro además aumenta la solubilidad de la capa pasiva, lo que acelera su disolución. [12]

3.4.14.1.- Tipos de cloruros

Existen dos formas en las que los cloruros pueden estar en el concreto:

- Combinados: unidos química o físicamente a los minerales del cemento o a los productos de hidratación.

➤ Libres: en la solución de los poros del concreto.

“Algunos autores señalan que el 40-50% de los cloruros totales está combinado [57]. Según otros estudios experimentales [58], los cloruros libres suponen entre el 67% y un 90% de los cloruros totales, en función del tipo de cemento empleado (cemento de aluminato cálcico y cemento con escorias de tipo B, respectivamente)”[12]

Cuanto mayor sea la cantidad de aluminato tricálcico, más iones cloro serán fijados, y cuanto mayor sea la concentración de hidróxido, menos cloruros se encontrarán en la solución de los poros. Los cloruros fijados aumentan al incrementar el contenido de cemento y la relación agua/cemento.

Los cloruros que resultan peligrosos para las estructuras son los que quedan disueltos en la fase acuosa de los poros. Sin embargo. Las normativas hacen referencia al límite de cloruros totales, ya que los que se encuentran combinados pueden volver a la disolución por efecto de procesos como la carbonatación. [12]

3.4.14.2.- Procedencia de los cloruros

Los iones cloruros pueden estar presentes desde la fabricación del concreto, al incorporarlos en los agregados pétreos, el agua, o algún aditivo, normalmente estos se combinan químicamente con la pasta de cemento, sobre todo con los aluminatos, estos cloruros presentes en la mezcla inicial tienden a distribuirse uniformemente, por lo que no se crean pilas de concentración.

También los cloruros del ambiente pueden penetrar en el concreto endurecido. Una gran parte de ellos permanecerá como cloruros libres en el agua de los poros, siendo por lo tanto muy agresivos. Las principales fuentes de estos son: las sales de deshielo, el agua de mar y el ambiente marino en general. [12]

3.4.15.- Lixiviación por aguas blandas.

Ya se vio anteriormente la degradación del concreto por causa de sustancias agresivas disueltas en el agua, pero también se puede provocar un daño considerable por el contacto con aguas totalmente puras, libres de sales, aguas blandas que tengan pocas impurezas o por aguas de condensación industrial, aguas de fusión de glaciares, aguas de nieve, agua de lluvia, aguas blandas pantanosas y aguas procedentes de grandes profundidades. Estos tipos de aguas blandas agresivas, tienden a disolver el calcio del concreto. [1]

Este proceso de ataque se conoce como lixiviación por aguas blandas, donde este tipo de aguas que no contienen iones calcio, actúan directamente sobre el hidróxido de calcio del concreto debido a que es el compuesto más soluble de la pasta de cemento hidratada, disminuyendo el contenido de óxido de calcio (CaO) conduciendo, por lo tanto, a la destrucción de los componentes restantes del concreto (silicatos, aluminatos y ferritos

hidratados), llevando a la pérdida de resistencia y desmoronamiento del concreto de la estructura. [1,17]

Estudios sobre el tema indican que la disminución de un 25% del contenido de hidróxido de calcio del concreto, genera una pérdida de su resistencia de hasta un 50%. [17]

Los ataques por lixiviación se vuelven más agresivos cuando el agua pasa a través del concreto a presión o cuando circula por su superficie, dejando signos externos que nos indican la destrucción del concreto, como es el desprendimiento de cal que toma la forma de eflorescencia sobre la superficie del concreto [1,17]

4.- Inspección de los muelles en estudio.

4.1.- Muelles en estudio.

En este trabajo de investigación se evaluaron cuatro puertos marítimos mexicanos, en los cuales se realizó una inspección preliminar y una inspección detallada que consta tanto de pruebas in situ como pruebas en laboratorio a especímenes extraídos, para conocer su estado y condiciones actuales.

Para una correcta identificación en adelante los puertos en estudio se nombrarán como: Puerto 1, Puerto 2, Puerto 3 y Puerto 4. Estos muelles se ubican a lo largo de la costa del océano pacífico y están dentro de los catalogados como puertos de altura del país.

Puerto 1.- Está situado en la parte norte del Golfo de Tehuantepec, al sur de la costa del océano pacífico en las coordenadas $16^{\circ}9'30''$ de Latitud Norte y $95^{\circ}11'30''$ de Longitud Este.[27]

Puerto 2.- Se localiza al norte de México en las costas del océano pacífico en las coordenadas $27^{\circ}55'$ de Latitud Norte y $110^{\circ}54'$ de Longitud Este.[28]

Puerto 3.- Su localización geográfica es $17^{\circ}54'58''$ de Latitud Norte y $102^{\circ}10'22''$ de Longitud Oeste en la costa del Pacífico en una micro zona conocida como delta del balsas.[29]

Puerto 4.- Se ubica en la costa del océano pacífico, sus coordenadas son: $19^{\circ} 3.45'$ de Latitud Norte y $104^{\circ} 18.08'$ de Longitud Oeste.[30]

4.1.1.- Características constructivas.

Cada uno de los puertos antes mencionados está constituido por varios muelles, en algunos casos los muelles de cada puerto tienen las mismas características constructivas pero en otros, tienen características diferentes, por lo cual en este apartado se mencionarán las características constructivas de cada muelle de cada puerto en cuestión.

El “Puerto 1” consta con un solo muelle para recibir carga en contenedores, el cual a su vez está dividido en cuatro secciones. El sistema constructivo y edad de construcción de estas cuatro secciones que conforman el muelle es el mismo. Es por medio de pilotes prefabricados de concreto armado e hincados in situ, los cuales una vez puesto en su lugar se nivelan y sobre ellos se cuelan traveses perpendiculares y a su vez la losa de rodadura. Este estudio se enfocó únicamente en los elementos de la estructura que se encuentran en la situación más crítica de carga y agresividad del ambiente: Pilotes o Pilas (según sea el caso) por lo que a continuación en la tabla. 4.1 se presentan todas las características constructivas de dichos elementos para el caso del “Puerto 1”

El “Puerto 2” se puede dividir principalmente en dos bandas las cuales por su orientación se nombrarán: “Banda Este y Banda Sur”, también existe una “Ampliación” a la “Banda Este” la cual se considerará por separado. La “Banda Sur” está compuesta por los muelles 5 y 6 y la “Banda Este” en conjunto con la “Ampliación” están formadas por los muelles 2, 3 y 4.

Este puerto está construido por dos sistemas constructivos diferentes, lo que es “Banda sur” y “Banda Este” están construidas por medio de pilotes prefabricados de concreto armado e hincados in situ, los cuales una vez puesto en su lugar se nivelan y sobre ellos se cuelan traveses perpendiculares y a su vez la losa de rodadura. La “Ampliación” está construida por un sistema de pilas de concreto armado coladas in situ, sobre las cuales se arman y cuelan las traveses y la losa de rodadura del muelle. En la tabla. 4.2 se presentan todas las características constructivas de ambos sistemas utilizados en el “Puerto 2”.

El “Puerto 3” está conformado por dos muelles los cuales se identificarán como “Muelle G” y “Muelle T”. Ambos están construidos mediante un sistema de pilas de concreto armado coladas in situ, posicionadas equidistantemente una de otra en ambos sentidos formando una red de ejes perpendiculares, sobre las cuales se colaron las traveses y a su vez sobre estas descansa la losa de concreto armado. Sin embargo, sus características son diferentes debido a que los sistemas constructivos utilizados fueron distintos.

La diferencia en los sistemas constructivos es la forma de construcción de las pilas en cuestión. En el “Muelle G” se colaron con ayuda de cimbrado metálico recuperable, la cual se coloca hasta el fondo de la perforación mediante hincado y una vez colocada se extrae el agua salada y restos de suelo mediante un lodo bentonítico y se procede a colocar la armadura y realizar el colado, una vez colada la pila se extrae la cimbrado metálico con la ayuda de una grúa.

En el “Muelle T” el colado de las pilas se realizó de manera diferente, primeramente se realizó un terraplenado con arena, sobre el cual se realizaron las perforaciones hasta la profundidad necesaria, con este sistema constructivo el mismo suelo funciona como cimbrado, sólo para estabilizarlo y evitar derrumbes internos se rellenan las perforaciones con lodo bentonítico y se colocan los armados, después con ayuda de un tubo de colado “Tremi” se realiza el colado del concreto, el cual por diferencia de densidades desplaza el lodo bentonítico. Este muelle está formado por tres secciones, las cuales presentan las mismas características constructivas.

En la tabla. 4.3 que se muestra a continuación, se especifican todas las características constructivas de pilas de ambos muelles.

El “Puerto 4” está formado por 4 bandas portuarias las cuales están identificadas como “Banda A”, “Banda B”, “Banda C” y Banda D” cada una de estas a su vez está formada por un cierto número de muelles, por ejemplo la “Banda A” contiene a los muelles 2 y 3, la “Banda B” contiene a los muelles 4, 5 y 6, la “Banda C” se encuentra formada por los

muelles 7 al 14 y la “Banda D” solo contiene al muelle 15. Cada una de estas bandas fue construida en diferente año y con diferentes sistemas constructivos, por lo cual en la tabla. 4.4 que se muestra a continuación se especifican las características constructivas de cada uno de los muelles en estudio de este puerto.

27Tabla. 4.1. Características constructivas del muelle del puerto 1 en estudio.

N° de Puerto	Elemento	Dimensiones Lado x Lado (cm)	Recubrimiento (cm)	Diámetro del acero		Distribución del acero	
				Longitudinal	Estribos	Longitudinal	Estribos
Puerto 1	Pilotes	50x50	7	N° 8 = 2.54 cm	N° 3 = 0.95 cm	4 vars. N° 8, una por esquina del elemento respetando los 7 cm de recubrimiento por lado	Estribo de var. N° 3, rectangular @ 18 cm en promedio
Muelle de contenedores							
						4 vars. N° 8, una en cada centro del lado	Estribo de var. N° 3, en forma de rombo @ 18 cm en promedio

28Tabla. 4.2. Características constructivas de los muelles del puerto 2 en estudio.

N° de Puerto	Elemento	Dimensiones Lado x Lado (cm)	Diámetro (cm)	Recubrimiento (cm)	Diámetro del acero		Distribución del acero	
					Longitudinal	Estribos	Longitudinal	Estribos
Puerto 2								
Banda Sur	Pilotes	45 x 45	-----	7.5	N° 8 = 2.54 cm	N° 2 = 0.635 cm	4 vars. N° 8, una por esquina del elemento respetando los 7.5 cm de recubrimiento por lado	Estribo de var. N° 2, rectangular @ 10 cm en promedio
							4 vars. N° 8, una en cada centro del lado	Estribo de var. N° 2, en forma de rombo @ 10 cm en promedio
Banda Este	Pilotes	45 x 45	-----	7.5	N° 8 = 2.54 cm	N° 2 = 0.635 cm	4 vars. N° 8, una por esquina del elemento respetando los 7.5 cm de recubrimiento por lado	Estribo de var. N° 2, rectangular @ 10 cm en promedio
							4 vars. N° 8, una en cada centro del lado	Estribo de var. N° 2, en forma de rombo @ 10 cm en promedio
Ampliación Banda Este	Pilas	-----	140	7.5	N° 12 = 3.81 cm	N° 4 = 1.27 cm	26 vars. N° 12, equidistantes, por pila.	Estribo circular de var. N° 4 @ 30 cm

29Tabla. 4.3. Características constructivas de los muelles del puerto 3 en estudio.

N° de Puerto	Elemento	Diámetro (cm)	Recubrimiento (cm)	Diámetro del acero		Distribución del acero	
				Longitudinal	Estribos	Longitudinal	Estribos
Puerto 3							
Para el muelle G existen 2 diámetros de pilas (120 y 140 cm) y se realizó un encamisado de 50 cm en todas las pilas							
Muelle G	Pilas	120	7.5	N° 8 = 2.54 cm	N° 4 = 1.27 cm	Vars. N° 8 @ 9 cm de separación	Estribos N° 4, @ 15 cm de separación
		140					
	Encamisado de pila	170	7.5	N° 6 = 1.9 cm	N° 3 = 0.95 cm	Vars. N° 6, @ 35 cm de separación	Estribos N° 3, @ 20 cm de separación
		190					
Muelle T	Pila	120	10	N° 8 = 2.54 cm	N° 4 = 1.27 cm	34 vars N° 8, equidistantes por pila	Estribo circular N° 4, @ 15 cm

30Tabla. 4.4. Características constructivas de los muelles del Puerto 4 en estudio.

Puerto	Elemento	Dimensiones Lado x Lado (cm)	Diámetro	Recubrimiento (cm)	Diámetro del acero		Distribución del acero	
					Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
Puerto 4								
Banda A	Pilotes	55 x 55		7.5	N° 8 = 2.54 cm	N° 3 = 0.95 cm	8 vars. N° 8, 4 distribuidas en las esquinas y 4 en los centros de cada lado	Estribos N°3 @ 15 cm. Uno rectangular y otro en forma de rombo
Banda B	Pilotes	55 x 55		7.5	N° 8 = 2.54 cm	N° 3 = 0.95 cm	8 vars. N° 8, 4 distribuidas en las esquinas y 4 en los centros de cada lado	Estribos N°3 @ 15 cm. Uno rectangular y otro en forma de rombo
La banda C está constituida por los muelles 7 al 14, de los cuales del muelle 7 al 13 están contruidos con pilotes y el muelle 14 con pilas								
Banda C	Pilotes	55 x 55		7.5	N° 8 = 2.54 cm	N° 3 = 0.95 cm	8 vars. N° 8, 4 distribuidas en las esquinas y 4 en los centros de cada lado	Estribos N°3 @ 15 cm. Uno rectangular y otro en forma de rombo
	Pilas		120	7.5	N° 12 = 3.8 cm	N° 3 = 0.95 cm	Vars. N° 12, @ 15 cm de	Estribo espiral

							separación	continuo con var. N° 3
Banda D	Pilas		120	7.5	N° 12 = 3.8 cm	N° 3 = 0.95 cm	Vars. N° 12, @ 15 cm de separación	Estribo espiral continuo con var. N° 3

4.2.- Metodología y plan de trabajo de la inspección

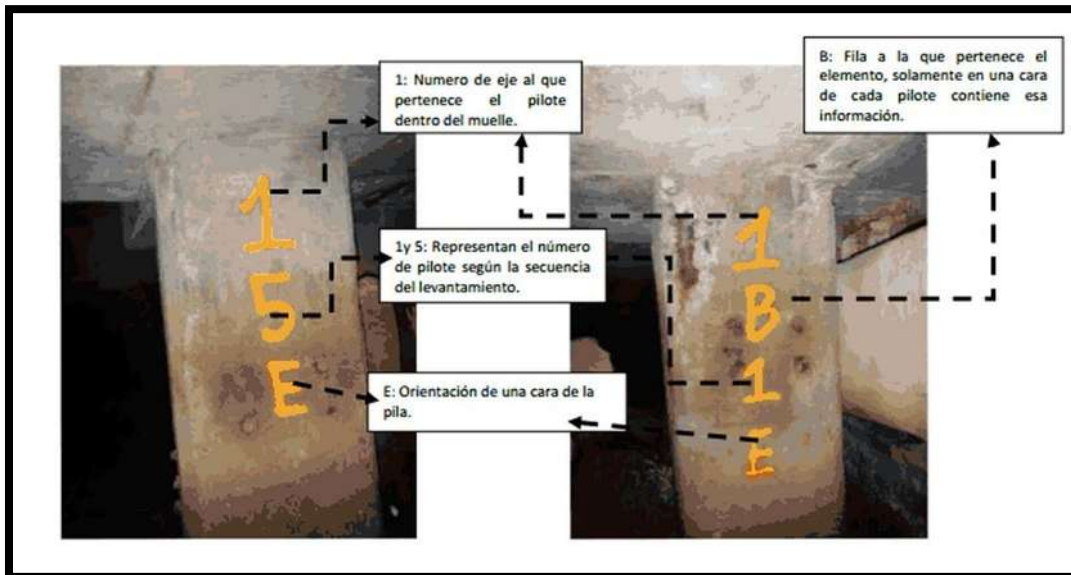
Para la inspección de los muelles de cada uno de los puertos en estudio se siguió la misma metodología, la cual consiste en una evaluación a detalle de los elementos para identificar y cuantificar el daño presentado en cada uno de ellos. Para lograr tal fin se siguió el siguiente plan de trabajo. [31]

1. Reunión de apertura de inspección para unificación de criterios, establecimiento de grupos de inspección y designación de tramos a inspeccionar por grupo.
2. Identificación y marcación de cada uno de los elementos del muelle según los planos existentes para cada puerto.
3. Levantamiento detallado realizando medición de grietas, cangrejeras, delaminaciones, con y sin acero expuesto, identificación de concreto bofo, lixiviaciones entre otros daños.
4. Levantamiento fotográfico de daños en cada elemento estructura. Para unificar criterios en cuanto a levantamiento de daños se realizaron formatos y códigos de clasificación simplificada.
5. Preparación de superficie para extracción, esclerometría y pruebas electroquímicas limpiando la superficie de concreto de conchuela o cualquier suciedad que afecte su correcta realización.
6. Detección de acero con pachómetro y marcando la ubicación del acero estructura, registrando las mediciones de recubrimientos de concreto.
7. Extracción de corazones.
8. Prueba de Carbonatación para base de Esclerometría.
9. Esclerometría.
10. Realización de pruebas electroquímicas.
11. Realización de pruebas de laboratorio: No destructivas (Resistividad eléctrica, Pulso Ultrasónico Absorción Capilar, Porosidad Total y Concentración de cloruros) y destructivas (Resistencia a la compresión, Resistencia a la tensión).
12. Elaboración de planos de levantamiento de daños.

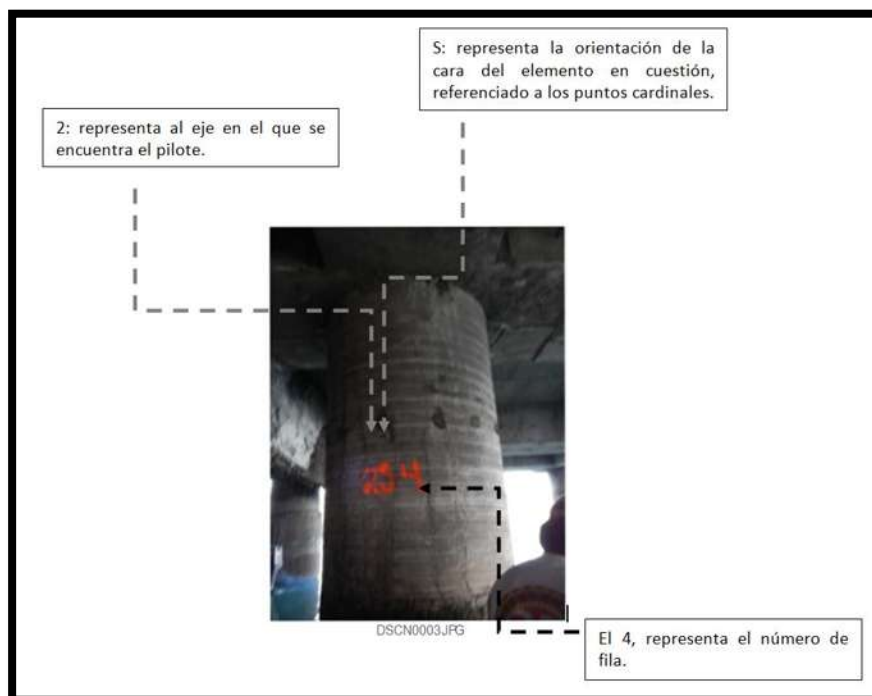
4.2.1.- Inspección preliminar.

Procediendo de acuerdo al plan de trabajo anteriormente descrito, una vez realizada la reunión para unificación de criterios de inspección y establecidos los grupos de inspección, se procedió a realizar una inspección preliminar de las zonas a inspeccionar, la cual consistió en realizar un marcaje de identificación de cada elemento tal como se muestra en la figura. 4.1, 4.2, 4.3 y 4.4, respectivamente para cada uno de los muelles en estudio esto

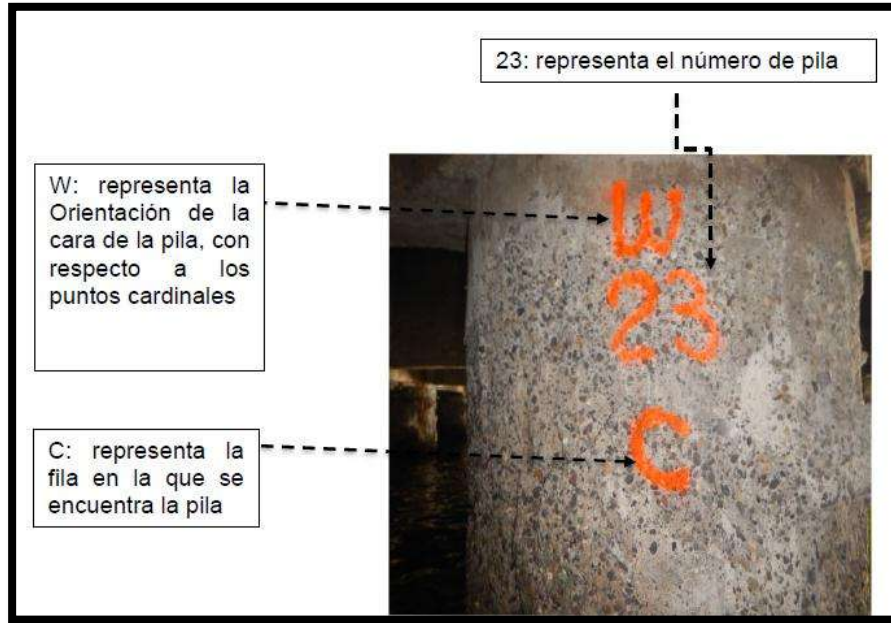
con base en los planos existentes de cada puerto. Una vez marcados todos los elementos se establecen los tramos a levantar por cada equipo de trabajo antes formados.



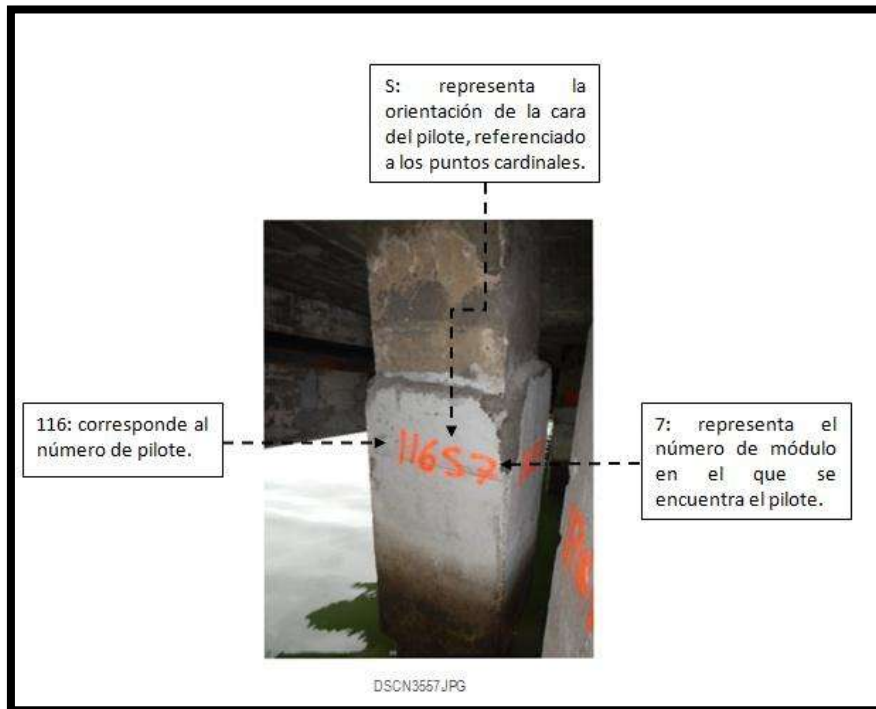
9Figura. 4.1 Marcado de identificación de los elementos en el puerto 1



10Figura. 4.2 Marcado de identificación de los elementos en el puerto 2



11Figura. 4.3 Marcado de identificación de los elementos en el puerto 3



12Figura. 4.4 Marcado de identificación de los elementos en el puerto 4

Otra parte muy importante dentro de la inspección preliminar fue realizar un recorrido de inspección visual rápida por todo el muelle y de cada uno de los elementos, para garantizar las condiciones de seguridad mínimas necesarias para poder realizar la inspección detallada que involucro un contacto directo con el elemento y un golpeteo con un martillo.[1,31,10]

4.2.2.- Inspección detallada.

Después de haber hecho la inspección preliminar de los muelles de cada puerto, se realizó una inspección detallada de la estructura, esto con la finalidad de obtener información detallada y precisa del estado actual de las estructuras. Esta inspección detallada está constituida principalmente por dos etapas, la inspección en campo en donde se observó, midió, registró y fotografió cada daño de cada elemento y además se extrajeron núcleos y la etapa de pruebas de laboratorio, en donde los núcleos extraídos se probaron mediante pruebas destructivas y no destructivas para obtener la mayor información posible del estado de la estructura.




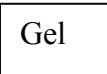

La etapa de inspección en campo consistió en revisar minuciosamente cada elemento del muelle, para efectos de este estudio solo se tomara en cuenta los pilotes o pilas según sea el caso.




Esta inspección consistió en acercarse al pilote y observarlo minuciosamente para identificar cualquier tipo de daño que presentara, una vez identificados los daños, se miden con ayuda de un flexómetro tomando como referencia la parte superior del pilote o pila y estos daños se registraron en los formatos correspondientes. Después de esto se realizó una inspección con ayuda de un martillo con el cual se golpeó todo el elemento para identificar daños del concreto que no se aprecian a simple vista. Estos daños también se midieron y registraron en los formatos correspondientes.



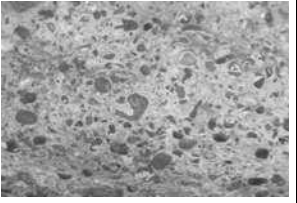











4.2.3.- Códigos de clasificación de daños.











Los daños levantados en cada uno de los elementos estructurales fue identificado mediante el uso de la clasificación simplificada basados en los daños descritos en el Manual de Inspección, Evaluación y Diagnóstico de Corrosión en Estructuras de Concreto Armado de la Red DURAR. Adicionando algunos daños a esta clasificación. Los cuales se muestran en la tabla. 4.5 que se presenta a continuación.






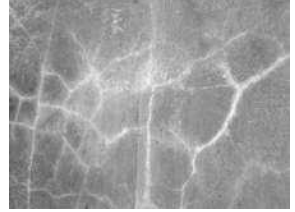
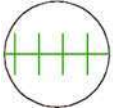

31Tabla. 4.5. Código de clasificación simplificada de daños [31]

CÓDIGO REGISTRO MANUAL	CÓDIGO AUTOCAD	DAÑO	DESCRIPCIÓN	CAUSAS	DETALLES QUE DEBEN SER DADOS POR LA INSPECCIÓN	FOTO
	 ZIG ZAG	Grietas o fisuras	Rotura del concreto, superficial o profunda.	Sobrecargas, contracción, corrosión.	Dirección, ancho, longitud y profundidad.	
	 ANSI37	Delaminación con acero expuesto	Fragmento de concreto separado de la masa	Presión interna por corrosión de la armadura, o por una fuerza externa aplicada.	Superficie afectada, profundidad, estado del acero.	
	 BRICK	Gel de exudación	Gel viscoso saliendo a través de los poros del	Reacción álcali-agregado.	Superficie afectada, cantidad de depósito.	
	 SQUARE	Eflorescencia	Costra blanca en la superficie del concreto.	Lixiviación de hidróxidos con o sin formación de carbonatos.	Superficie afectada, cantidad de depósito.	

	 <p>CROSS</p>	<p>Manchas de óxido</p>	<p>Manchas de color marrón-rojiza.</p>	<p>Corrosión de la armadura, del alambre de amarre.</p>	<p>Localización, intensidad, posible daño asociado.</p>	
	 <p>SWAMP</p>	<p>Manchas de humedad</p>	<p>Zona superficial del concreto con indicios de humedad.</p>	<p>Escurrimiento externo o interno, condensación.</p>	<p>Superficie afectada.</p>	
	 <p>Net</p>	<p>Reparación por parcheo</p>	<p>Superficie de diferente color en el concreto.</p>	<p>Trabajo de reparación previa.</p>	<p>Superficie afectada por daño reparado.</p>	
	 <p>AR-CONC</p>	<p>Concreto bofo</p>	<p>Sonido hueco al golpe del martillo.</p>	<p>Corrosión del acero de refuerzo, o cangrejeras.</p>	<p>Superficie afectada, grietas asociadas.</p>	
	 <p>GOST-WO</p>	<p>Delaminación / Desconchamiento</p>	<p>Fragmento de concreto separado de la masa</p>	<p>Presión interna por corrosión de la armadura, o por una fuerza externa aplicada.</p>	<p>Superficie afectada, profundidad.</p>	

	 DOS	Intemperismo	Desgaste de la superficie del concreto, lavado de la pasta de cemento.	Acción del medio ambiente que produce desgaste en la superficie.	Superficie afectada, profundidad.	
	 HEX	Nidos de abeja (Cangrejeras)	Vacios entre los agregados gruesos.	Falta de homogeneidad durante el vaciado del concreto.	Superficie afectada, profundidad, intensidad.	
		Junta de construcción (Junta fría)	Demarcación en la superficie del concreto, porosa o no.	Junta entre dos colados.	Localización y posible daño asociado.	
		Junta de dilatación	Línea formada por la unión de dos planos de concreto.	Espacio dejado para pequeños movimientos rotatorios.	Abertura, obstrucciones y cualquiera asociado a su deterioro.	
X		Extracción de corazones				

OI		Oquedad inducida	Espacio hueco realizado en el concreto	Oquedad realizada para tener anclaje o para apoyo en alguna reparación.	Superficie afectada, profundidad.	
DPD	 AR-B816C	Daño por demolición	Fragmentación del elemento o desprendimientos parciales del mismo.	Demolición necesaria por proceso constructivo en pilotes hincados.	Superficie afectada.	
Parcheo Delaminado	 GOST_ GROUND	Parcheo con Delaminación	Conjunción de dos daños en una misma posición (solo se usó para la captura de daños en CAD).	Reparación ineficiente de un área previamente dañada.	Superficie afectada.	
C.P	 Poli línea perimetral.	Concreto Pobre	Concreto de mala calidad en elemento o reparación.	Concreto con una aparente relación A/C muy alta y muy poca resistencia a la abrasión en todo el elemento que lo conforma.	Superficie afectada.	
		Red de grietas	Múltiples roturas del concreto, superficiales o profundas.	Falta de curado durante el fraguado, contracciones térmicas, corrosión.	Superficie afectada, profundidad, espesor crítico.	

 Con lixiviación	 ZIGZAG	Grieta con lixiviación	Rotura del concreto, superficial o profunda, que presenta percolación	Sobrecargas, contracción, corrosión; filtraciones por lluvia y arrastre se sales.	Dirección, ancho, longitud y profundidad.	
 Con lixiviación	 	Red de grietas con lixiviación	Múltiples roturas del concreto, superficiales o profundas, que presenta percolación de	Falta de curado durante el fraguado, contracciones térmicas, corrosión; filtraciones por lluvia y arrastre se sales.	Superficie afectada, profundidad, espesor crítico.	
J.C. con lixiviación	 Tracks	Junta constructiva con lixiviación	Separación entre secciones de la estructura que las hace independientes entre sí. Y que	Se usan para dar mayor estabilidad estructural a construcciones de grandes dimensiones (largo/ancho). Con filtraciones por lluvia y arrastre se sales.	Localización y longitud.	

4.2.4.- Formatos de levantamiento de daños.

A continuación se presentan los formatos de registro de campo para el levantamiento de daños y para las pruebas realizadas in situ. Estos formatos se tomaron en base a la “Metodología para la inspección de los muelles de la API’S” [50]

Se tiene un formato para el levantamiento de daños (figura 4.5), uno para el registro de la prueba de potenciales de media celda (figura 4.6), otro para el registro de la prueba de Esclerometría (figura 4.7) y por último uno para el registro de la prueba de velocidad de corrosión (figura 4.8). Cabe mencionar que en una inspección completa se debe con cada uno de los formatos antes mencionados para cada tipo de elemento que conforme a la estructura (Pilotes, Trabes, Losas, Pantallas, etc). Como ya se ha mencionado anteriormente por la naturaleza y alcance de esta investigación, solo se tomaron en cuenta los elementos que presentan las condiciones más críticas tanto mecánicamente como de exposición al medio ambiente y estos son los pilotes o pilas según sea el caso para cada muelle.

Cada formato cuenta con datos básicos de la estructura y del elemento que se está inspeccionando, así como del personal que realiza la inspección.

En los datos de la estructura se debe anotar; Lugar en donde se encuentra, fecha de la inspección, de qué tipo de muelle se trata. En cuanto al elemento se debe anotar el eje, fila y número, (esto de acuerdo al marcaje que se realiza durante la inspección preliminar) inclinación y clasificación de acuerdo al tipo de daño que presente (esta clasificación se establece antes de la inspección y se respeta para toda la estructura).





En cuanto a los datos del personal que realiza la inspección, se debe anotar el nombre de quien realiza el levantamiento e identifica los daños, de quien anota y dibuja los daños en el formato y de quien supervisa los trabajos de los dos anteriores.

Dichos formatos están diseñados en función del tipo de levantamiento o prueba que se va a reportar, de manera que se fácil y rápido realizar el registro en campo y en gabinete se pueda realizar una correcta interpretación de los datos reportados.

También es importante que en cada registro se reporten observaciones relevantes que se aprecien en campo y el número de fotografía tomada en dicho elemento. Esto es con la finalidad de que si llega haber dudas con los datos reportados, se puedan corroborar con el registro fotográfico o con las observaciones anotadas.

Levantamiento de daños Pilotes Eje- Fila- Pilote: **E - F - P** Referencia: Parte inferior de la losa, o superior de la trabe. Fecha: _____

Lugar: _____ Muelle: _____ Inclinación: _____ Clasificación: _____

Cara Norte	Cara Sur	Cara Este	Cara Oeste
			
Fotografía #	Fotografía #	Fotografía #	Fotografía #

Inspector:	Dibujante:	Supervisor:
Observaciones:		

13Figura. 4.5. Formato de registro de daños en pilotes o pilas

Potenciales de Media Celda Pilotes Eje- Fila-Pilote: **E - F - P** Referencia: Parte inferior de la losa, o superior de la trabe.
 Fecha: _____ Lugar: _____ Muelle: _____ Inclinación: _____

	Posición (X, Y, Z)	Potencial mV		Posición (X, Y, Z)	Potencial mV		Posición (X, Y, Z)	Potencial mV
1			21			41		
2			22			42		
3			23			43		
4			24			44		
5			25			45		
6			26			46		
7			27			47		
8			28			48		
9			29			49		
10			30			50		
11			31			51		
12			32			52		
13			33			53		
14			34			54		
15			35			55		
16			36			56		
17			37			57		
18			38			58		
19			39			59		
20			40			60		
Conexión: Negro – Electrodo; Rojo - Varilla								
Inspector:			Dibujante:			Supervisor:		
Observaciones:								

14Figura. 4.6. Formato de registro para la medición de potenciales de media celda en pilotes.

Velocidad de Corrosión Pilotes Eje- Fila-Pilote: E - F - P Referencia: Parte inferior de la losa, o superior de la trabe

Lugar: _____ Muelle: _____ Fecha: _____

	Posición (X, Y, Z)	Cara	Ecorr mV	$i_{corr} \mu A/cm^2$	RE K Ω	Resistividad k Ω -cm	% Humedad	T °C
SENSOR A					SENSOR B			
1								
2								
3								
4								
5								
6								
7								
8								
9								
10								
11								
12								
13								
14								
15								
16								
17								
18								
19								
20								
Inspector:			Dibujante:			Supervisor:		
Observaciones:								

16Figura. 4.8. Formato para el registro de la prueba de velocidad de corrosión en pilotes.

4.2.5.- Pruebas realizadas a la estructura.

4.2.5.1.- Ubicación y determinación de la profundidad del armado.

➤ Objetivo

Definir la ubicación de la armadura embebida en el concreto y determinar su profundidad medida desde la cara exterior del elemento, además trazar con marcadores la retícula de la posición del acero estructural.

➤ Material y Equipo

- Pachómetro
- Regla graduada
- Trapos
- Marcadores de aceite
- Lapicero y formatos de registro

➤ Procedimiento

Antes de iniciar con el procedimiento, se debe tratar de obtener la mayor información acerca del elemento a estudiar, esto en planos constructivos (en caso de que existan), en donde se especifica la ubicación exacta del armado, diámetros de las barras y el espesor del recubrimiento.

Para proceder con la localización del acero, primero se debe corroborar el correcto funcionamiento del equipo (pachómetro), se debe verificar que la carga de la batería sea máxima para asegurar una correcta lectura, si el indicador de la batería es bajo o nulo, antes de hacer cualquier medición se deberá cargar el equipo.

Se debe garantizar una superficie lisa y limpia en donde se quiere hacer la medición, para lo cual se utiliza el trapo, en caso de requerirse eliminar imperfecciones mayores en el concreto se puede utilizar un cincel o una pulidora.

La identificación del acero se dividirá en dos partes, primero se identificara el acero longitudinal o principal y después se identificara el acero transversal o estribos. Para identificar el acero longitudinal, se coloca el pachómetro sobre el elemento con el sensor de lectura hacia el concreto y se hace un barrido a lo ancho del concreto hasta que este detecte las barras de acero. Para detectar el acero transversal se repite el barrido pero ahora en el

sentido vertical del elemento. Es importante que en ambos sentidos se detecten por lo menos dos barras de acero para que con la ayuda de la regla y los marcadores de aceite se pueda trazar la retícula del armado.

En cuanto a la identificación de la profundidad y diámetro del acero, este se puede hacer con un pachómetro que tenga la capacidad de detección de profundidad de las varillas, o se puede realizar mediante un procedimiento visual. Se buscan los elementos con mayor daño en los cuales el concreto de recubrimiento ya se haya caído y es ahí donde se mide la profundidad del acero y se identifica su diámetro. Es necesario corroborar estas medidas en varios elementos en los que sea posible hacerlo.

4.2.5.2.- Esclerometría.

➤ Objetivo

Evaluar la dureza superficial del concreto mediante el uso del esclerómetro de reflexión, esto como prueba no destructiva.

➤ Material y Equipo

- Esclerómetro.
- Pulidora con disco abrasivo.
- Lapicero y formatos de registro.

➤ Procedimiento

Primeramente se debe verificar el correcto funcionamiento del esclerómetro, siguiendo las especificaciones del fabricante, también es necesario corroborarlo cada 300 impactos ya durante la inspección.

Se debe seleccionar y preparar el área del elemento a inspeccionar, esta debe estar alejada de zonas afectadas por segregación, oxidación o zonas con elevada concentración de acero de juntas constructivas. La superficie del concreto debe estar seca, limpia y plana y se deben evitar zonas carbonatadas. Si existen imperfecciones que sobresalgan de la superficie del concreto, estas se eliminarán utilizando la pulidora con disco abrasivo y después se limpiará la zona con un trapo para retirar la suciedad o exceso de polvo.

El esclerómetro siempre se debe utilizar de manera ortogonal a la superficie del concreto, se deben realizar un mínimo de 9 impactos por cada área de ensayo y se debe evitar efectuar

más de un impacto sobre un mismo punto, cada impacto estará separado entre sí por lo menos 30 mm.

Para realizar cada impacto la barra de percusión debe ser presionada contra un punto del área previamente delimitada y, antes de que dicha barra desaparezca por completo en el cuerpo del esclerómetro, el martillo debe ser liberado. La liberación del martillo debe ser por medio de un aumento gradual de presión en el cuerpo del aparato. Después del impacto, se debe leer y registrar la medida marcada en la escala del esclerómetro y esta proporciona directamente el índice esclerométrico.

El esclerómetro preferentemente debe ser utilizado en posición horizontal y consecuentemente sobre superficies verticales. Cuando sea necesario usarlo en posiciones diversas, el índice esclerométrico debe ser corregido con los coeficientes proporcionados por el fabricante del esclerómetro.

4.2.5.3.- Extracción de núcleos de concreto.

➤ **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.

➤ **Material y equipo.**

- Extractora de núcleos
- Bomba de vacío
- Botes con agua
- Manguera
- Flexómetro
- Marcadores de aceite
- Trapo o lienzo
- Desarmadores
- Mazo de goma
- Bosas 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 máquina 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. Después de la extracción los núcleos deben guardarse en bolsas de plástico bien selladas y debidamente etiquetadas para su correcta identificación, estas bolsas se deben guardar en cajas especiales para núcleos para evitar daños o fracturas durante su traslado al laboratorio. Finalmente se debe reparar el sitio de la extracción, rellenando el hueco con un mortero de reparación autocompactable. [1,32]

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.

4.2.5.4.- Resistividad eléctrica.

➤ Objetivo

El objetivo de esta prueba es determinar la resistividad eléctrica del concreto, ya sea en campo o en laboratorio. Esto como prueba no destructiva

La resistividad eléctrica es una propiedad de cada material, y corresponde al recíproco de su conductividad. En el concreto la medida de la resistividad es una prueba no destructiva que indica el grado de riesgo a la corrosión. Por ejemplo un concreto muy poroso será más propenso que uno con menor porosidad. Su unidad de medida es el ohm-cm u ohm-m. [20]

➤ Materiales y equipo

- Resistómetro
- Cilindro de concreto
- Almohadillas de tela
- Agua

➤ Procedimiento de prueba

Para elaborar la prueba de resistividad eléctrica a cilindros de concreto, primeramente se debe preparar el equipo, se conecta a la batería y se conectan los cables a los puntos emisor

y receptor de señal, y estos a su vez se conectan a unas placas de cobre llamadas conectores, que será donde se colocaran los especímenes. Una vez listo el equipo se procede a colocar el espécimen en estudio entre los conectores. Cabe mencionar que es necesario poner un trozo de tela húmeda entre los conectores y el espécimen, también es prudente usar un contrapeso sobre el conector superior, estas recomendaciones sirven para asegurar que exista un buen contacto y así obtener una buena lectura. Después se procede a seleccionar el rango en el resistómetro, para esto, se mantiene el interruptor hacia arriba y se gira la perilla menor hacia la izquierda hasta que la aguja se mueva. Hecho lo anterior, ahora se mantiene el interruptor hacia abajo y se gira la perilla menor hasta que la aguja se mantenga centrada y esa será la lectura de resistividad eléctrica en ohms.

Una vez obtenido el valor del resistómetro, basta aplicar la siguiente fórmula para encontrar el riesgo a la corrosión, que es el valor que interesa.

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

Dónde:

P → Riesgo de corrosión (k ohms/cm).

Re → Resistividad (ohms).

A → Área de la sección (cm²).

L → Longitud del espécimen (cm²).

Dado que no existe norma alguna que indique rango de valores para este parámetro, sólo se hace una comparación con la clasificación que indica el Manual de la Red DURAR, la cual se presenta a continuación en la tabla. 4.6

32Tabla. 4.6. Riesgo a la corrosión en función de la resistividad

Riesgo de corrosión	
P > 200 K ohms- cm	Poco riesgo
200 > P >10 K ohms- cm	Riesgo moderado
P < 10 K ohms- cm	Alto riesgo

4.2.5.5.- Velocidad de pulso ultrasónico.

➤ Objetivo

Esta prueba no destructiva tiene como objetivo determinar la velocidad de pulso en el concreto para:

- a) Verificar la homogeneidad (uniformidad y calidad relativa) del concreto
- b) Detectar las fallas internas (presencia de vacíos) introducidas durante la fabricación, la profundidad de las fisuras y otras imperfecciones
- c) Monitorear las variaciones de las propiedades del concreto a lo largo del tiempo, debido a la agresividad del medio.

➤ **Materiales y equipo**

- Equipo de velocidad de pulso ultrasónico
- Cilindros de concreto
- Gel

El método de velocidad de pulso ultrasónico ha sido usado exitosamente para evaluar la calidad del concreto por más de 60 años. Este método puede ser usado para evaluar grietas internas y otros defectos como por ejemplo cambios en el concreto por deterioro debido a agresiones químicas del medio ambiente, así como por congelación y deshielo. Mediante el uso del método de la velocidad ultrasónica, también puede ser posible estimar la resistencia de especímenes de concreto y de concreto en obra. Este método utiliza ondas mecánicas que no ocasionan ningún daño al elemento de prueba. El espécimen de prueba puede ser probado varias veces en la misma localización, lo cual es útil para el monitoreo de concreto sometido a cambios estructurales internos por un largo periodo de tiempo [33]

El desarrollo del método de velocidad de pulso comenzó en Canadá. Los investigadores Leslie y Cheesman desarrollaron un instrumento llamado soniscope (Leslie and Cheesman, 1949). Alrededor del mismo tiempo, en Inglaterra, otro investigador desarrolló un instrumento llamado probador ultrasónico (Jones, 1948). En un principio, ambos, el soniscope y el probador ultrasónico, fueron bastante similares, con pequeñas diferencias en detalle. Desde 1960, los métodos de velocidad de pulso han sido llevados fuera de los laboratorios, a las construcciones u obras civiles [34]

➤ **Equipo de prueba.**

El instrumento de prueba consiste de un medio para producir un pulso de onda en el concreto (generador y transmisor de pulso) y un medio de sensibilidad de llegada de pulso (receptor) y medir con precisión el tiempo tomado por el pulso que viaja a través del concreto. El equipo puede ser conectado a un osciloscopio o a otro dispositivo de pantalla, para observar la naturaleza del pulso recibido. Se tienen equipos portátiles de prueba de velocidad de pulso ultrasónico, los cuales son simples de operar, además pueden incluir baterías recargables o una unidad de carga. Típicamente, los tiempos de pulso son de hasta 6500 μ s y pueden ser medidos con una resolución de 0.1 μ s. La medición del tiempo de viaje es promediada. El instrumento cuenta con 2 transductores, uno para recibir y uno para transmitir el pulso ultrasónico. Estos transductores tienen frecuencias de 25 a 100khz y son

los usados para realizar pruebas en el concreto. Se tienen también transductores con diferentes frecuencias de resonancia para aplicaciones especiales: transductores de alta frecuencia (arriba de 100kHz) son usados para muestras pequeñas, trayectorias relativamente cortas, o concreto de alta resistencia, mientras que los transductores de bajas frecuencias (por debajo de 25kHz) son usados para especímenes grandes y trayectorias relativamente grandes, concreto con tamaño de agregado grande. Estos transductores principalmente generan ondas de compresión en una frecuencia predominante, con la mayor parte de la energía de onda dirigida a lo largo del eje normal a la cara del transductor.

➤ **Método de prueba**

La idea básica del método de velocidad de pulso es establecer que la velocidad de un pulso de onda de compresión a través de un medio depende de las propiedades elásticas y de la densidad del medio.

El transductor transmisor del instrumento de velocidad de pulso transmite una onda en el concreto y el transductor receptor, a una distancia L , recibe el pulso que pasa por el concreto en otro punto. La pantalla del instrumento de velocidad de pulso indica el tiempo de tránsito, Δt , que toma el pulso de la onda de compresión en viajar a través del concreto. La velocidad del pulso de la onda de compresión V , por lo tanto, es:

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

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. 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 París, o con una pasta de cemento de fraguado rápido. En superficies muy rugosas, también puede emplearse un receptor exponencial con un diámetro de punta de sólo 6mm, 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 [33]

La velocidad de pulso para un concreto ordinario es típicamente de 3700 a 4200m/s. Por tanto, para un trayecto de 300mm el tiempo de viaje es aproximadamente de 70 a 85 μ s. Es obvio que el instrumento debe ser muy exacto para mediciones con pequeños tiempos de tránsito. La trayectoria debe ser medida también con cuidado. Debido a que el método de velocidad de pulso es una técnica de propagación de onda, debe ser eliminada cualquier fuente (como por ejemplo martillos neumáticos) del menor movimiento de onda durante la prueba.

En el año de 1985 Malhotra publicó un criterio de aceptación para el concreto hidráulico, sobre la base de la medición de la velocidad ultrasónica [35]. La clasificación del concreto en categorías con base a intervalos de velocidad se presenta en la tabla 4.7.

33Tabla. 4.7. Clasificación del concreto de acuerdo a la velocidad de pulso

Velocidad ultrasónica, v (m/s/	Clasificación del concreto
$V > 4575$	Excelente
$4575 > V > 3660$	Bueno
$3660 > V > 3050$	Cuestionable
$3050 > V > 2135$	Pobre
$V < 2135$	Muy Pobre

4.2.5.6.- Profundidad de 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 CO₂ que existe en el ambiente. Para determinar la penetración del CO₂ 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)
- Maquina universal de pruebas “Forney”
- Cilindro de concreto
- Vernier
- Flexómetro
- Brocha

➤ **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 brocha, 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 [36, 37, 38].

4.2.5.7.- Concentración 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**

- HNO₃ (1:2). Mezclar 200 ml de HNO₃ con 400 ml de agua destilada.
- HNO₃ (1:100). Mezclar 15ml de HNO₃ (1:2) con 490ml de agua destilada.
- AgNO₃ 0.05M. Disuelven 8.4938g de AgNO₃, en 1 litro de agua destilada.
- NH₄SCN 0.05M. Disuelven 3.8g de NH₄SCN en 1 litro de agua destilada.
- NH₄Fe(SO₄)₂ *12H₂O. Preparar 100ml de solución saturada a temperatura ambiente. Posteriormente adicionar 10 ml de HNO₃ (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 colocó en un vaso de precipitado de 250 ml, se le agregaron 50 ml de HNO₃ (1:2) y 3 ml de H₂O₂, esta solución se llevó a la plancha calefactora y agitadora (con agitador magnético) en la cual se agitó (con agitador magnético) e hirvió durante 1 min. Se retiró 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 AgNO₃ 0.05M para volverla a colocar sobre plancha en la cual se agitó e hirvió durante 1 min y al término de este se colocó sobre una base de madera. Se preparó el matraz (se limpió con una franela ceca, se le adaptó una bomba de succión y se coloca el papel filtro, hecho esto se vertió 50 ml de HNO₃ (1:100) sobre el filtro, luego se vertió el total de la muestra y en seguida se vertió 100 ml de HNO₃ (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 líquido de la muestra cruzara el papel filtro excepto el concreto. Una vez que todo el líquido contenido 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 NH₄ Fe(SO₄)₂ *12H₂O, se colocó el vaso de precipitado en la plancha agitadora (con agitador magnético) y por último se vertió gota a gota NH₄SCN 0.05M hasta que se obtuviera un color violeta. Por último se mide el volumen desalojado de NH₄SCN 0.05M (volumen requerido para que se obtuviera el color violeta) y se aplica la ecuación 3 de %Cl⁻ [39, 40, 41].

$$\%Cl = 3.5453V_{Ag}M_{Ag}(V_2 - V_1)/mV_2 \dots \dots \dots \text{ec.3.}$$

Donde:

% Cl = Porcentaje de cloruros

V_{Ag} = Es el volumen de AgNO₃

M_{Ag} = Es la molaridad real de la solución de AgNO₃

V₁ = Volumen de la solución de NH₄SCN, utilizado para titular la muestra de concreto

V₂ = Volumen de solución NH₄SCN, utilizado para titular el blanco

m = Es la masa de la porción de la muestra.

4.2.5.8.- Resistencia a la compresión.

➤ **Objetivo.**

Determinar la resistencia a la compresión del concreto de la estructura a través de la extracción de testigos de concreto con taladros de diámetro adecuado. La resistencia a la compresión del concreto puede ser considerada como una de las propiedades más importantes y necesarias para establecer una evaluación general de la estructura, tanto desde el punto de vista de durabilidad, como de la capacidad de resistencia mecánica.

Utilidad práctica. Control de calidad del concreto es decir, verificar la resistencia real del concreto contra la resistencia de proyecto.

➤ **Materiales y equipo**

- Máquina universal Forney.
- Regla para medir el diámetro del cilindro.

➤ **Procedimiento.**

Teniendo ya el diámetro del espécimen se coloca en la máquina ya previamente cabeceado, limpiando perfectamente las placas de apoyo en la máquina y centrando el eje vertical del espécimen en el centro de la placa de apoyo.

Se ajusta la platina superior a la cara del espécimen de manera que no se aplique carga de impacto si no que apenas quiera rozar el espécimen.

Se nivela el rango de 75000 kg con una aproximación de 125 kg y se pone en ceros la máquina. Se aplica la carga a una velocidad constante, respecto a este punto se pueden hacer las siguientes observaciones:

- 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 falla 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 continúa 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.

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

Dónde:

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, [42] establece los métodos de prueba para la determinación de la resistencia a la compresión del concreto. 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, por lo contrario el espécimen tendrá que ser cabeceado [43].

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.

4.2.5.9.- Resistencia a tensión indirecta.

➤ **Objetivo.**

Determinar la resistencia a la tensión indirecta de cilindros de concreto.

➤ **Material y equipo.**

- Máquina universal Forney.
- Placa o barra de apoyo suplementario
- Tiras de apoyo

➤ **Procedimiento. [44]**

Tomar las dimensiones del diámetro promediando las medidas, dos cerca de los extremos y una al centro siguiendo el plano de los diámetros. La longitud se medirá promediando las 2 medidas de las líneas que unen los extremos de cada línea que marca el diámetro en las caras de los especímenes.

Se selecciona el rango de 15000 kg y se nivela, teniendo una aproximación de 25 kg al obtener los resultados de carga.

Colocar las tiras a lo largo del centro de la placa de apoyo inferior. El espécimen se coloca sobre la tira y se acomoda de tal modo que las líneas marcadas en sus extremos sean verticales y queden concentradas sobre la tira, se coloca longitudinalmente la segunda tira sobre el cilindro, concentrándola sobre las líneas marcadas. El conjunto debe colocarse de tal manera que garantice las siguientes condiciones:

- Que la prolongación del plano que contenga las 2 líneas marcadas en los extremos del espécimen pasen por el centro de la placa superior de apoyo.
- Que la placa suplementaria cuando se use y el centro del espécimen estén directamente debajo del centro de la placa con apoyo esférico.
- La carga se aplica continuamente y sin impacto a una velocidad uniforme dentro del intervalo de 7 a 14 kg/cm²/min de esfuerzo indirecto de tensión hasta la falla del espécimen, debe de anotarse la carga máxima aplicada que indique la máquina de ensaye en la falla, el tipo de falla y la apariencia del concreto.

➤ **Cálculo.**

La resistencia a la tensión indirecta del espécimen se calcula con:

$$T = \frac{2P}{D * L}$$

Dónde:

T= Resistencia a tensión indirecta (kg/cm²).

P= Carga máxima (kg).

L= Longitud (cm).

D= Diámetro (cm).

4.2.5.10.- % de vacíos totales.

➤ **Objetivo**

La prueba de porosidad total se realizó conforme al método de prueba establecido por la norma mexicana (NMX-C-263-ONNCCE, 2010) [45] en rodajas de 3 cm de altura, provenientes de corazones de 3 pulgadas de diámetro, extraídos de vigas ya falladas.

➤ **Materiales y equipo**

- Muestras de concreto de 7.0 cm de diámetro y 3.0 cm de altura
- Recipiente con agua (cubeta de 19 l)
- Báscula mecánica con aproximación al décimo de gramo
- Canastilla metálica

➤ **Procedimiento**

- Las muestras se ponen a saturar en un recipiente con agua procurando un tirante de agua de 2.5 cm sobre las muestras.
- Después de 24 horas, se secan superficialmente y se pesan. Se debe registrar la masa cada 24 horas hasta que no varíe en un 1% con respecto a la masa anterior.
- Cuando ya no varíe la masa en 1% en 24 horas, se registra la última masa como masa saturada (mst).
- Una vez que se tenga la masa saturada, se coloca la báscula en el extremo de una mesa, de tal manera que al colgar la canastilla ésta quede dentro de la cubeta con agua.
- Se determina la masa de la canastilla cuando está sumergida.
- Se coloca la muestra en la canastilla y se determina la masa, a la cual se le resta la masa de la canastilla y se obtiene la masa sumergida (mss)
- Después de determinar la masa sumergida, se dejan las muestras a la intemperie durante 24 horas. Después se meten a horno a una temperatura de 100°C y al igual que para la masa saturada; se registran las masas secas cada 24 horas y cuando ésta ya no varíe en 1% se registra la última como masa seca (ms)

➤ **Cálculos**

$$\% \text{ de vacios} = \frac{mst - ms}{mst - mss} \times 100$$

4.2.5.11.- Fagerlund.

➤ **Objetivo**

Esta prueba no cuenta con alguna norma que establezca el método de prueba pero la Red Temática DURAR establece especificaciones para porosidad efectiva con respecto a la durabilidad del concreto.

➤ **Materiales y equipo**

- Muestras de concreto de 7.0 cm de diámetro y 3.0 cm de altura.
- Recipiente de plástico, con el área suficiente para colocar las muestras a probar.
- Esponja de 2 cm de alto, que cubra el área del recipiente.
- Mezcla de cera con brea; parafina
- Recipiente para la parafina y una brocha de 1 pulgada.

➤ **Procedimiento.**

- Se prepara la parafina utilizando 80% de cera y 20% de brea respecto a la masa, colocándolas en el recipiente y poniéndolas a fuego lento hasta que se fundan y mezclen.
- Al término de la prueba de porosidad total, las muestras se encuentran secas, se registra la masa seca (ms)
- Teniendo la parafina líquida y las muestras secas, con la ayuda de la brocha se unta parafina sobre el perímetro de las muestra, como se muestra en la figura inferior.

Se emparafina con la intención de que la muestra solo entre en contacto con el agua por la parte diametral y por su perímetro, generalmente son necesarias tres manos de parafina.

- Cuando la parafina haya enfriado, se colocan las muestras sobre la esponja en el recipiente con agua, se registra el tiempo en el que la muestra entra en contacto con el agua. La muestra debe tener un tirante de 5 mm por encima de la esponja.
- Se deben registrar las masas a 5 min, 10 min, 15 min, 30 min, 1 h, 2h, 3h, 4h, 6h, 24h después de haber entrado en contacto con el agua. Después de las primeras 24 horas las masas se registran cada 24 horas hasta que la masa ya no aumente.

4.2.5.12.- velocidad de corrosión (G.Cor).

➤ **Objetivo**

El objetivo de este ensayo es determinar la velocidad a la cual el acero pierde sección por corrosión de la misma.

Velocidad de corrosión: Se le denomina así a la pérdida de metal por unidad de superficie y tiempo las unidades básicas son g/cm² día, pero la forma electroquímica de reportarse es en unidades de penetración de la siguiente forma V_{corr} (mm/año o mils/year).

Resistencia a la polarización: Es la habilidad de un material a ceder o ganar electrones. En otras palabras es la facilidad con la cual un metal tiende o no a sufrir corrosión. La R_p resulta de aplicar una pequeña perturbación eléctrica a las armaduras y medir el cambio de potencial o intensidad que se produce. Estas perturbaciones no deben causar un cambio mayor de ± 20 mV.

➤ **Materiales y equipo**

- Medidor de velocidad de corrosión Gcor-6.
- Cables con conexión banana – caimán
- Sensor tipo A
- Sensor tipo B
- Pacómetro o detector de acero.
- Caja para calibración
- Esponja
- Martillo
- Cíncel
- Cepillo de cerdas de alambre
- Espátula
- Jeringa de 5 ml
- Taladro extractor de corazones de concreto
- Solución sulfato de cobre saturada (Cu/CuSO₄)
- Agua potable

➤ **Procedimiento**

1.- Seleccionar la superficie a evaluar

2.- Asegurar que exista un acceso libre a una sección del acero de refuerzo expuesto para realizar las conexiones, y las mediciones de velocidad de corrosión. En caso de no existir

acero expuesto, deberá perforarse en el concreto hasta descubrir como mínimo 5 cm. de longitud o lo necesario para realizar una buena conexión con el acero de refuerzo.

- 3.- Identificar o detectar el acero de refuerzo en concreto con ayuda de un detector de metal o pacómetro
- 4.- Trazar una cuadrícula con base en la detección de acero, sobre la superficie del concreto.
- 5.- Garantizar la continuidad eléctrica (utilizando un multímetro) en la estructura o en todo el elemento o sección a evaluar.
- 6.- Limpiar la superficie del acero expuesto para garantizar un buen contacto con el cable caimán -banana y garantizar continuidad eléctrica.
- 7.- Limpiar la superficie del concreto a evaluar.
- 8.- Conectar el polo positivo cable color gris a la estructura de concreto.
- 9.- Retirar los tapones de los recipientes del sensor A y llenar los recipientes con una solución de sulfato de cobre saturado, ayudándose con una jeringa. Cuando termine de llenar los recipientes colocar nuevamente los tapones en su lugar.
- 10.- Colocar una esponja húmeda sobre la superficie del concreto a continuación coloque el sensor A sobre la esponja en los puntos seleccionados cuidando que los electrodos de referencia queden sobre la dirección de la barra de acero.
- 11.- Realizar la medida de velocidad de corrosión.

4.2.5.13.- Medición de potenciales.

➤ Objetivo

Medir el potencial de la armadura del concreto mediante el uso de electrodos de referencia [1]

Potencial electroquímico: es el potencial eléctrico de un metal, relativo a un electrodo de referencia, medido bajo condiciones de circuito abierto.

Mapeo de potenciales: Son líneas de isopotencial que se dibujan sobre la superficie evaluada con la finalidad de establecer el área de cambio de potencial.

➤ Materiales y equipo

- Voltímetro de alta impedancia
- Electrodo de referencia apropiado (Cu/CuSO₄)
- Cables conectores
- Pachómetro
- Agua potable
- Esponjas
- Brocha o cepillo de alambre para limpiar la zona
- Cincel y martillo
- Lapicero y formatos de registro

➤ **Procedimiento**

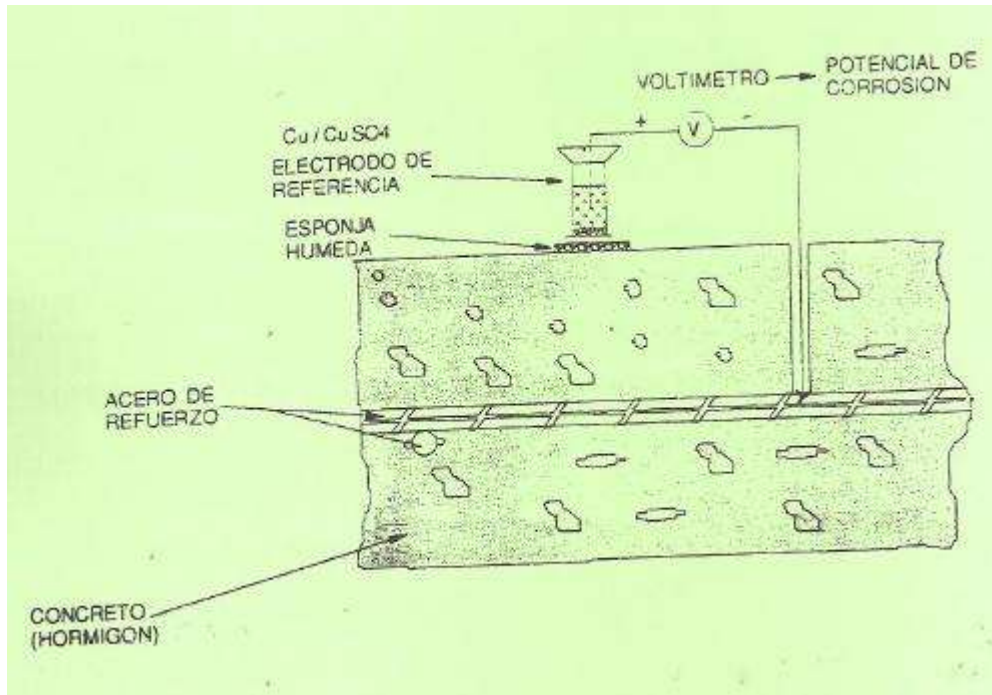
Primeramente se debe seleccionar la zona del elemento en donde se realizarán las mediciones. Una vez delimitada esta zona, con ayuda del pachómetro se localiza el acero de refuerzo de la estructura y se traza una retícula que indique los nodos del mismo.

Para poder realizar la medición de potenciales se debe tener acceso libre al acero de refuerzo, por lo tanto una vez localizado, se debe hacer una perforación en el concreto hasta descubrir por completo la barra de acero para poder hacer la conexión. El acero se debe limpiar de polvo, óxido o cualquier suciedad que tenga para garantizar una buena conexión.

Por último se efectúa la conexión, el electrodo de referencia (Cu/CuSO₄) se conecta al lado negativo del voltímetro y el acero de refuerzo de la estructura se conecta al lado positivo.

El electrodo de referencia se coloca sobre la superficie del concreto en la zona antes especificada y marcada, usando la esponja húmeda para que haya una buena lectura.

En la Figura. 4.9, se muestra el diagrama de cómo se hace la conexión del voltímetro y la medición de potenciales.



17Figura. 4.9. Diagrama de la conexión del voltímetro para realizar la medición de potenciales

Las medidas de potencial informan sobre la probabilidad de corrosión de la armadura de una estructura de concreto, pero es esencial que los resultados sean correctamente interpretados a la luz de la información disponible sobre las condiciones de humedad, contaminación, calidad del concreto, etc.

Como guía referencial de las condiciones y riesgos asociados a valores de potencial, se tiene la tabla. 4.8 que se muestra a continuación.

34Tabla. 4.8. Criterios de valoración de potenciales del acero en el concreto vs. (Cu/CuSO₄)

Condición	Potencial (E) (ESC)	Observaciones	Riesgo de daño
Estado pasivo	+0.200 a -0.200	Ausencia de Cl ⁻ pH > 12.5 H ₂ O (HR↑)	Despreciable
Corrosión localizada	-0.200 a -0.600	Cl ⁻ , O ₂ , H ₂ O (HR↑)	Alto
Corrosión uniforme	-0.150 a -0.600	Carbonatado O ₂ , H ₂ O, (HR↑)	Moderado Alto
	+0.200 a -0.150	Carbonatado O ₂ , Seco, (HR↓)	Bajo

	-0.400 a -0.600	Cl ⁻ Elevado, H ₂ O o carbonatado H ₂ O, (HR↑)	Alto
Corrosión uniforme	< -0.600	↑ Cl ⁻ , ↑ H ₂ O (sin O ₂)	Despreciable

5.- Cálculo de la vida útil de las estructuras.

Tal como ya se mencionó anteriormente, las estructuras de concreto reforzado no tienen un tiempo de vida útil ilimitado como se creía anteriormente, numerosos casos de estructuras prematuramente dañadas por los efectos de la corrosión en la armadura de refuerzo fueron el detonante para darse cuenta de esto y poder medir el tipo de daño que se presenta, así como los factores que lo desencadenan y la velocidad con que este avanza en la estructura.

“La durabilidad de una estructura de hormigón es su capacidad para soportar, durante la vida útil para la que ha sido proyectada, las condiciones físicas y químicas a las que está expuesta, y que podrían llegar a provocar su degradación como consecuencia de efectos diferentes a las cargas y solicitaciones consideradas en el análisis estructural”[2]

Para poder realizar el cálculo de la vida útil de una estructura en función a las acciones del medio ambiente al que está expuesta, es necesario tomar en cuenta los siguientes aspectos.

- La agresividad del medio ambiente
- El espesor del recubrimiento de concreto y su resistencia a la penetración del agresivo
- El límite inaceptable del deterioro

En lo que se refiere a la agresividad del medio ambiente y al espesor del recubrimiento de concreto y su resistencia a la penetración de los agentes agresivos, son temas que ya se desarrollaron en los apartados 3.3 y 3.4, respectivamente de este trabajo de investigación.

El límite de deterioro inaceptable de la estructura es un factor bastante difícil de establecer de manera general, ya que este límite varía en función del tipo de elemento del que se trate (columna, trabe, losa, etc.) y de la repercusión económica y social que implica su deterioro.
[1]

Así una vez el límite inaceptable puede ser la despasivación del acero, otras será el desprendimiento de trozos del recubrimiento de concreto y en otro tipo de estructuras se puede llegar a límites de deterioro aparentes demasiado llamativos sin que su seguridad quede afectada significativamente.

Por lo tanto para definir este grado inaceptable de deterioro de la estructura, se definirán dos límites de durabilidad. El Estado Límite de Servicio (ELS) y el Estado Límite Último (ELU). Los cuales se definirán a continuación en los apartados 5.4.1 y 5.4.2 de este mismo trabajo.[46]

5.1.- Modelos de durabilidad.

Con la intención de predecir el tiempo de vida útil de las estructuras, diversos autores han propuesto “Modelos de Durabilidad” en los cuales se relacionan la degradación por

corrosión de las barras de acero de refuerzo embebidas en el concreto en función del tiempo.

El modelo de Tuutti [11] se caracteriza por diferenciar dos etapas en la vida útil de las estructuras: T_1 y T_2 , donde T_1 corresponde al periodo de iniciación y T_2 corresponde al periodo de propagación y la suma de estos dos periodos es considerado el tiempo de vida útil de la estructura T_{VU} .

$$T_{VU} = T_1 + T_2$$

Existen otros modelos de durabilidad, por ejemplo los desarrollados por Bazant [47], Browne[48] y Beeby.[49] Estos modelos están basados en el propuesto por Tuutti y son similares, ya que también dividen el tiempo de vida útil en las etapas T_1 y T_2 .

Bazant [47] y Browne[48], establecen en sus modelos que el tiempo de propagación T_2 se termina al encontrarse daños visibles en la estructura, mientras que Beeby [49] establece que este mismo periodo T_2 finaliza hasta que se ha alcanzado un grado inaceptable de corrosión.

5.2.- Periodo de iniciación.

De acuerdo al Manual de la Red DURAR [1] el periodo de iniciación queda definido como el tiempo en que tardan los cloruros o la carbonatación en llegar hasta la armadura y despasivarla. Como ya se sabe estos no son los únicos fenómenos que logran despasivar al acero, también esto sucede por efectos de los sulfatos, reacciones álcali-sílice o ciclos de congelamiento y deshielo. Pero en este trabajo el modelo de predicción de la vida útil únicamente contempla la presencia de los cloruros como acción despasivante.

Por lo tanto el periodo de iniciación queda definido como el tiempo en que los cloruros presentes en el ambiente penetren y crucen el espesor de recubrimiento de concreto y despasiven la armadura.

5.3.- Periodo de propagación.

El periodo de propagación es en el que la armadura se corroe libremente a una velocidad determinada, hasta llegar a un grado de deterioro inaceptable desde el punto de seguridad, funcionalidad y estética.

Para el caso de la carbonatación puede ser posible aceptar un cierto periodo de propagación como parte de la vida útil de la estructura. En trabajo como se trata de un estudio donde el principal agente agresivo son los cloruros por tratarse de estructuras en ambiente marino, resulta muy arriesgado aceptar de forma general un periodo de propagación como parte de la vida útil de la estructura, ya que no es posible predecir cuan localizada será la corrosión por tanto se recomienda que la vida útil termine en el momento en que la armadura se despasive. En ocasiones se puede llegar a considerar un periodo de tiempo fijo como

periodo de propagación y parte de la vida útil, el cual será de entre 5 a 10 años dependiendo de la concentración de cloruros presente. [1]

5.4.- Vida residual

“se entiende por vida residual el tiempo a partir del momento en que la estructura alcanza el anterior límite inaceptable [1]” Este es el tiempo en el que la estructura se debe intervenir mediante una reparación, remodelación parcial o completa, para devolverla a su estado de servicio original y mantenga sus condiciones de seguridad, funcionalidad y estética. La estructura o elemento está en su vida residual mientras no se intervenga, y mientras esto no suceda se considera que el daño avanza y sigue degradando la estructura progresivamente a una velocidad determinada

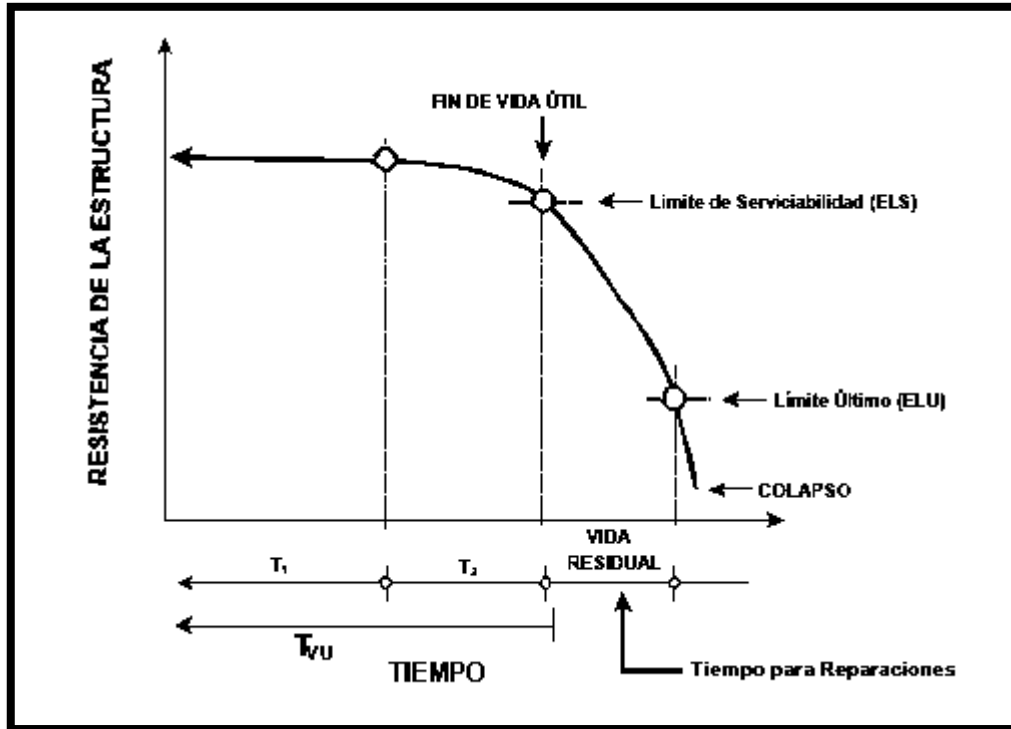
5.4.1.- Estado límite de servicio (ELS).

Este corresponde al punto en el que se alcanza el final de la vida útil de la estructura o elemento, es decir, las condiciones de seguridad, funcionalidad y estética ya no se cumplen. Con base en la importancia de la estructura se fijara un valor en la degradación de la estructura para considerarlo como fin de su vida útil. Para fines de este estudio se consideró el ELS como el tiempo que tardan en manifestarse daños exteriores visibles por la formación de grietas de 0.1 mm.

5.4.2.- Estado límite último (ELU).

Una vez terminada la vida útil de la estructura, empieza la vida residual de la misma que se definió anteriormente, y en el supuesto que en este tiempo de vida residual no se haya intervenido la estructura, se alcanza el Estado Límite Último. Es por tanto que el ELU es el punto en el tiempo en el que se termina la vida residual de la estructura o elemento, es decir este estado está asociado al colapso total o parcial de la estructura, es el punto en el que se alcanzó una degradación inaceptable desde el punto de vista de la capacidad portante de la estructura, antes de que se sufra el colapso.

En la figura 5.1 que se muestra a continuación, se ven gráficamente los conceptos de vida útil, vida residual así como los dos estados de durabilidad definidos en este trabajo.



18Figura. 5.1. Modelo de Durabilidad “Vida útil y vida residual”

5.5.- Software “Life-365”

La corrosión del acero de refuerzo embebido en el concreto, debido a la penetración de cloruros, sales de deshielo, contacto con el agua subterránea o el agua de mar, es la forma más común de deterioro prematuro de estructuras de concreto en todo el mundo y anualmente genera costos de miles de millones de dólares en reparaciones o el reemplazo completo de las estructuras.

Actualmente existen numerosas técnicas para extender el ciclo de vida útil de las estructuras de concreto reforzado expuestas a cloruros, las cuales pueden ser adoptadas desde su construcción o como mantenimiento después de su puesta en funcionamiento. Algunas de las cuales son:

- Garantizar una baja permeabilidad en el concreto
- Utilizar inhibidores químicos de corrosión
- Recubrir al acero con materiales protectores (Acero galvanizado)
- Utilizar acero inoxidable
- Utilizar refuerzos no ferrosos (plásticos reforzados con fibras)
- Cubrir la superficie externa del elemento con membranas impermeabilizantes o selladoras
- Protección catódica
- Combinaciones de las anteriores.

Cada una de las técnicas antes mencionadas para prevenir la corrosión tiene diferentes ventajas y la selección de una o la combinación de varias de ellas estarán en función del análisis de costos asociados a su aplicación contra el tiempo de extensión de la vida útil de la estructura.

En la actualidad cada vez con mayor frecuencia se utilizan programas de análisis de ciclos de vida y costos de las estructuras, los cuales se alimentan con los costos iniciales de construcción, costos de protección y futuros gastos de reparación durante el tiempo de vida útil que se requiere para la estructura en estudio, con estos datos se puede calcular el costo total a lo largo de su vida útil. La tendencia es reducir estos costos de mantenimiento, mediante la reducción de futuras reparaciones o extendiendo el tiempo entre ellas.

Existen muchos modelos para la predicción de la vida útil de una estructura de concreto expuesta a un ambiente contaminado por cloruros y la estimación del costo de este ciclo de vida, y algunos de ellos están disponibles de forma comercial. Estos modelos varían considerablemente uno de otro, en el enfoque que adoptan para la predicción de la vida útil de la estructura, por lo tanto se pueden tener diferencias significativas en los resultados obtenidos con cada uno de ellos. Esto causo cierta preocupación entre la comunidad de ingenieros en la década de los noventa y como respuesta a esto, fue en 1998 que en el Consejo de Desarrollo Estratégico de la American Concrete Institute (ACI), donde se vio la necesidad de contar con un “modelo estándar” y se recomendó que se realizara un taller de Modelos de predicción de vida útil y costo del ciclo de vida del concreto, el cual se llevó a cabo en 1999 bajo el patrocinio del Instituto Nacional de Estándares y Tecnologías (NIST), ACI y la Sociedad Americana para pruebas y Materiales (ASTM), en el cual se tomó la decisión de tratar de desarrollar un modelo estándar bajo la jurisdicción del comité ACI 365 existente “ Predicción de vida útil”.[51]

Como ya se sabe la carbonatación es otro proceso de deterioro de las armaduras de concreto, ya que baja el pH del recubrimiento de concreto que protege el acero y se provoca la despasivación y posterior oxidación del mismo. Pero este fenómeno de corrosión debido a la carbonatación es relativamente lento en comparación con el ataque por cloruros y la probabilidad de que su suceda es muy baja por lo cual el modelo de predicción “Life 365” no lo contempla.

Fue en octubre del año 2000 cuando se lanzó la versión 1.0 del modelo de predicción de vida útil y costos de ciclos de vida del concreto “Life-365” el cual está basado en el modelo de predicción de vida útil desarrollado en la Universidad de Toronto (Boddy et al., 1999). Y posteriormente en Diciembre de 2001 se lanzó la versión revisada 1.1 en la cual se incluyeron cambios de menor importancia. [51]

El modelo “life-365” es un software diseñado para estimar el tiempo de vida útil y el costo de este ciclo de vida de una estructura de concreto, y además también puede comparar los

ciclos de vida del concreto de una estructura con mezclas de concreto alternativas y así poder determinar cuál de ellas es la más durable y más económica. Las estimaciones de vida útil y costos durante este ciclo de vida de las estructuras, están basadas en los estudios que existen acerca de los efectos del diseño de concreto, la exposición a los cloruros, la temperatura ambiental, las mezclas de concreto, el uso de barreras protectoras contra corrosión o inhibidores de corrosión y el tipo de acero que se utilice. [51, 52]

Para fines de este estudio, se utilizó la versión 2.2.1 del modelo estándar “Life-365” la cual es de uso libre mediante descarga de la página oficial (<http://www.life-365.org/>) [52].



19Figura 5.2. Interfaz principal del software “Life-365”

5.5.1.- Modelo de predicción de vida útil “Life-365”

En este apartado se explicara el modelo matemático que utiliza el software “Life-365” para realizar la predicción de la vida útil de las estructuras de concreto reforzado.

Para simplificar la explicación, el modelo de predicción de vida de servicio “Life-365” se puede definir en cuatro etapas secuenciales:

- 1.- Predecir el tiempo de inicio de la corrosión del acero de refuerzo, comúnmente llamado periodo de iniciación t_i .
- 2.- Predecir el tiempo en que la corrosión lleva a la estructura hasta un nivel inaceptable, comúnmente llamado periodo de propagación, t_p .
- 3.- Determinar el calendario de reparaciones después de la primera reparación.

4.- Dar una estimación del costo del ciclo de vida de la estructura, basado en el costo inicial, costos de protección y costos de reparaciones futuras.

Cada una de las etapas que se mencionó anteriormente, se abordará de manera independiente para una mejor explicación.

Como ya se mencionó anteriormente, el periodo de iniciación t_i , se define como el tiempo en que tardan los cloruros en penetrar el espesor del recubrimiento de concreto y acumularse en la cantidad suficiente en la superficie del acero para que se inicie la corrosión. El software “life-365” utiliza un enfoque simplificado de la difusión de fick para determinar el tiempo necesario para alcanzar la concentración umbral crítica de cloruros en el acero C_t . Únicamente el usuario debe asignar algunos valores de entrada que ya se comentaran en el apartado 5.4.2.

El programa supone que el mecanismo principal de ingreso de cloruros es por difusión en el concreto, por lo cual se basa en la segunda ley de fick.

$$\frac{dC}{dt} = D \frac{d^2C}{dx^2} \quad \text{Ec. 1}$$

Dónde:

C = el contenido de cloruro

D = el coeficiente de difusión aparente

x = la profundidad desde la superficie expuesta, y

t = tiempo.

El coeficiente de difusión de cloruros está en función del tiempo y la temperatura, el software “life-365” utiliza la siguiente ecuación para calcular los cambios en el coeficiente de difusión con respecto al tiempo.

$$D(t) = D_{ref} * \left(\frac{t_{ref}}{t}\right)^m \quad \text{Ec. 2}$$

Dónde:

D (t) = coeficiente de difusión en el tiempo t ,

D_{ref} = coeficiente de difusión en tiempo (= 28 días en life-365) , y
 m = índice de decaimiento de difusión, una constante.

Life-365 selecciona los valores de D_{ref} y m basándose en las características de composición de la mezcla de concreto como son: (la relación agua cemento w/cm, el tipo y composición del cemento) las cuales se proporcionan por el usuario.

$$D(T) = D_{ref} * \exp \left[\frac{U}{R} * \left(\frac{1}{T_{ref}} - \frac{1}{T} \right) \right] \quad \text{Ec. 3}$$

$D(T)$ = coeficiente de difusión en el tiempo t y la temperatura T ,
 D_{ref} = coeficiente de difusión en T_{REF} tiempo y la temperatura T_{ref} ,
 U = energía de activación del proceso de difusión (35.000 J / mol) ,
 R = constante de los gases, y
 T = temperatura absoluta.

El software “Life-365” toma $t_{ref} = 28$ días y $T_{ref} = 20^{\circ}\text{C}$. LA temperatura varia con el tiempo de acuerdo a la zona geográfica seleccionada, en caso de que no se encuentre la zona deseada, el usuario deberá ingresar el valor de la temperatura manualmente de acuerdo al registro del sistema meteorológico nacional. Lo cual se explicara en el apartado de datos de entrada del software.

Por último, la solución para el tiempo de la iniciación de la corrosión se lleva a cabo utilizando una aplicación de la ecuación de diferencias finitas. , donde el valor de D se modifica en cada paso de tiempo utilizando las Ecuaciones 2 y 3, anteriormente definidas.

Para un cálculo más apegado a la realidad, el usuario puede calcular por medio de otros métodos el valor del coeficiente de difusión, la constante m y el valor del contenido crítico de cloruros C_t , así como el valor de concentración de cloruros en la superficie y el tiempo en llegar a dicho valor, los cuales se ingresan al software manualmente para llegar a un valor del periodo de iniciación de la estructura. Se recomienda que para utilizar esta opción de cálculo se disponga de un análisis de datos reales de la estructura evaluada para garantizar que los resultados obtenidos sean confiables.

Para fines de cálculo en este estudio, se utilizó esta segunda opción de ingreso de datos manualmente, ya que se disponía con los datos necesarios producto de la inspección y análisis previo de las estructuras evaluadas, para calcular las variables que solicita el software. En el siguiente apartado “5.4.2 Parámetros de entrada para la predicción de vida útil” se explicara a detalle los parámetros requeridos por el programa y la forma en que se determinó cada uno de ellos.

En cuanto al periodo de propagación, tiempo en el cual la armadura se corroe libremente hasta llegar a un límite inaceptable de deterioro desde el punto de vista de seguridad, funcionalidad y estética. El software “Life-365” asigna directamente un valor de 6 años para este periodo si realizar cálculo alguno. De acuerdo a lo que está escrito en la literatura “Hay ocasiones en que se considera que la vida útil en presencia de cloruros, es el periodo hasta despasivación más un periodo fijo de entre 5 y 10 años, en función de la cantidad de cloruros [1]”

El programa o calendario de la primera reparación y reparaciones futuras, está basado en las propiedades del concreto, las estrategias de protección contra la corrosión y la exposición ambiental. El tiempo para la primera reparación será el tiempo de vida útil calculado anteriormente, que está definido por el periodo de iniciación más el periodo de propagación.

El usuario debe determinar el costo y área de la estructura a reparar posteriormente, así como también debe asignar un periodo en el que se tendrá que intervenir periódicamente la estructura durante el tiempo que se desee que se mantenga en óptimas condiciones.

Para realizar el cálculo del costo del ciclo de vida, el software “Life-365” sigue las instrucciones y la terminología de la norma ASTM E-917 Práctica estándar para estimar el costo del ciclo de vida de los sistemas de construcción. Esto lo realiza de acuerdo a los siguientes pasos:

1. Definición del año base o de inicio del análisis, período de estudio, las tasas de inflación y de descuento en % y los requisitos del proyecto,
2. Cálculo del costo presente de las reparaciones futuras;
3. Los resultados de los costos actuales se dan (en dólares constantes); y
4. La realización de la incertidumbre y el análisis de sensibilidad.

Lo que se refiere a determinar el calendario de reparaciones después de la primera reparación y el cálculo de los costos tanto inicial como costos de reparaciones futuras, no se tomara en cuenta en este trabajo de tesis, ya que el objetivo principal del mismo es el cálculo de la vida útil de las estructuras. Por lo que el cálculo de los costos de construcción y costos de las reparaciones futuras de dichas estructuras se puede abordar como continuación de este trabajo.

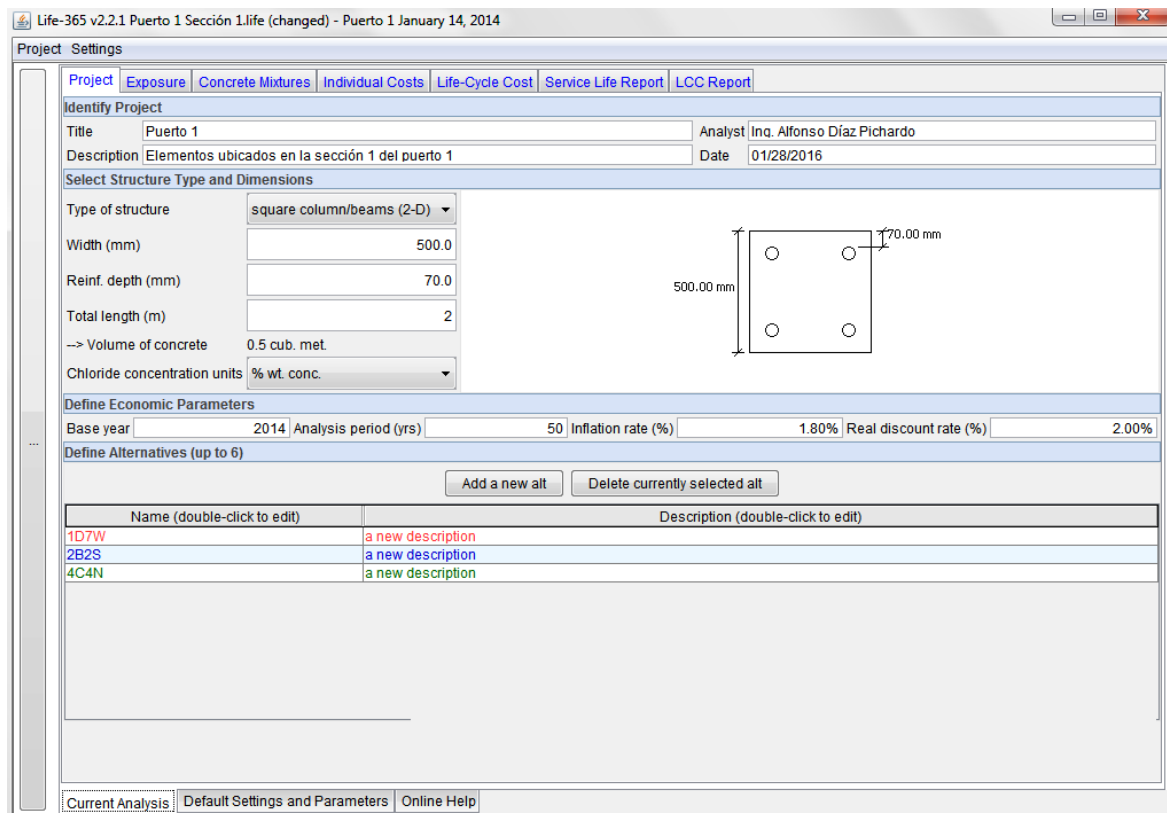
5.5.2.- Parámetros de entrada para la predicción de vida útil.

El software “Life-365” se presenta mediante siete módulos principales, de los cuales los cuatro primeros corresponden a la alimentación del programa (datos de proyecto, datos de exposición al medio ambiente, características de las mezclas de concreto y asignación de los costos individuales de los materiales y reparaciones) y los tres restantes son los

resultados que nos arroja (costos por ciclo de vida, el reporte de la vida útil y el reporte de los costos por ciclo de vida)

En este apartado se abordaran los primeros 4 módulos, en donde para cada uno de ellos se explicara a que corresponde cada valor que solicita el programa y la manera en que se calculó o asigno cada uno de ellos. Como ya se mencionó anteriormente los módulos de asignación de parámetros de entrada son:

- 1.- Datos de proyecto.
- 2.- Datos de exposición al medio ambiente.
- 3.- Características de las mezclas de concreto. Y
- 4.- Asignación de costos individuales de materiales y reparaciones.



20Figura. 5.3. Software “Life-365” pantalla del módulo de datos de proyecto

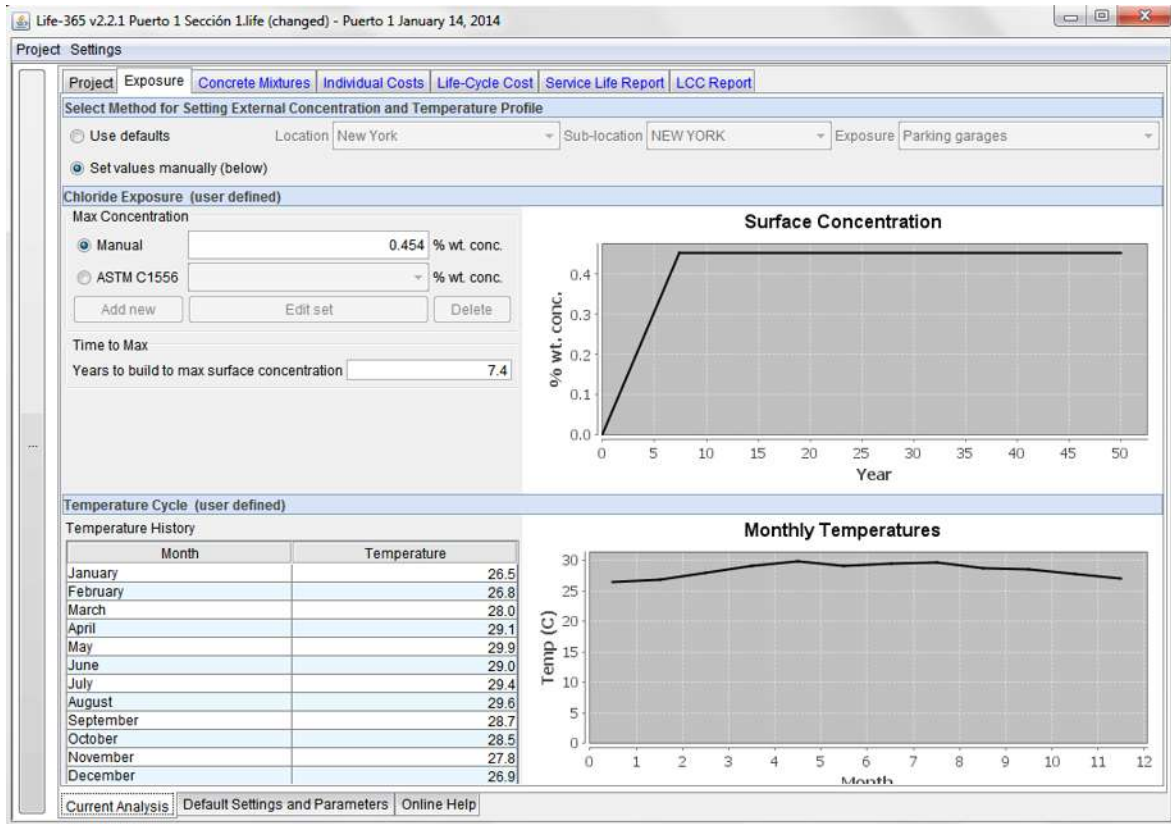
En la figura 5.3. Se presenta la pantalla que el software “Life-365” muestra para la asignación de datos de proyecto, en la primera parte de esta, se asignan datos para la identificación del proyecto en estudio, los cuales son: Nombre del proyecto, descripción del proyecto, nombre del analista del proyecto y la fecha en que se realizó el análisis.

La segunda parte corresponde a la selección del tipo de estructura a analizar y sus dimensiones. Para seleccionar el tipo de estructura, el programa ofrece un desplegable donde se puede elegir losas o muros, columnas cuadradas y columnas circulares. En este estudio solo se están analizando las columnas de los muelles (pilas o pilotes según sea el caso) por lo que solo se trabajó con las dos últimas opciones. Una vez seleccionado el tipo de estructura, se deben definir sus dimensiones, Se debe definir la medida del lado en caso de ser una columna cuadrada (pilote) o el diámetro en caso de ser una columna circular (pila). También se asigna el valor del recubrimiento de concreto del elemento y la longitud del mismo.

Los datos de las características constructivas de los elementos fueron tomados de los planos de diseño de cada uno de los muelles en estudio, los cuales se resumen en las tablas. 4.1, 4.2, 4.3 y 4.4 que se presentan en el capítulo 4 de este trabajo.

La tercera parte en este módulo del software es para asignar las variables económicas que el software utiliza para determinar los costos de las reparaciones futuras. Dichas variables son: El año base o año de inicio del análisis, periodo de análisis de la estructura, la tasa de inflación en % y la tasa de reducción real en %, estas últimas dos son variables económicas que dependen de la economía del País. Como ya se mencionó, en este trabajo solo se busca calcular la vida útil de las estructuras, por lo cual los valores para estas variables económicas no se tomaran en cuenta.

El software “Life-365” nos permite realizar simultáneamente el análisis y comparación de hasta 6 mezclas de concreto de características diferentes. Es en la última parte del módulo de datos de proyecto donde vienen dadas las opciones para agregar o eliminar alternativas de mezclas de concreto. Para cada una de las alternativas que se agregue, se debe asignar un nombre y una pequeña descripción, esto para la correcta identificación de cada una de ellas.



21Figura. 5.4. Software “Life-365” pantalla del módulo de datos de exposición al medio ambiente

En la figura 5.4. Se presenta la pantalla que el software “Life-365” muestra para la asignación de datos de exposición al medio ambiente, en este módulo el programa cuenta con dos opciones para la asignación de los datos de concentración de cloruros y temperatura, la primera consiste en elegir asignar datos por default, en la cual solamente el usuario elige la localidad y sub-localidad donde se encuentra la estructura así como el tipo de exposición a la cual se encuentra sometida y el software de acuerdo a su base de datos asigna el valor de la concentración de cloruros en la superficie y la temperatura mensual del lugar. En la segunda opción el usuario debe asignar manualmente los valores de concentración de cloruros en la superficie, el tiempo que se tarda en llegar a dicha concentración y las temperaturas mensuales promedio del lugar en donde se encuentra la estructura.

Tal como se mencionó al inicio del apartado 5.5, el software “Life-365” está basado en el modelo de predicción de vida útil desarrollado en la Universidad de Toronto (Boddy et al., 1999). Y fue desarrollado con datos de climas y ambientes de Estados Unidos, por lo cual para fines de este estudio es imposible utilizar la primera opción de cálculo, ya que este trabajo analiza estructuras portuarias (muelles) de Nuestro País, y los climas entre Estados Unidos y México son totalmente diferentes.

Los datos de concentración de cloruros en la superficie se obtuvieron mediante la prueba de concentración de cloruros realizada a los especímenes que se extrajeron de las estructuras en cuestión. En cuanto al tiempo en que se alcanza la concentración máxima de cloruros en la superficie, no se cuenta con datos experimentales para determinar este valor debido a que las estructuras en estudio tienen más de 20 años en servicio. Para poder determinar este valor se requiere hacer un monitoreo anual de cloruros. Es por este motivo que para fines de cálculo se tomó el valor que asigna el software el cual es de 7.4 años.

Las temperaturas que se deben ingresar al software son las temperaturas medias mensuales históricas de la zona en donde se encuentre la estructura, para esto se ingresó al sistema meteorológico nacional [55] en el cual se buscó la estación meteorológica más cercana a cada puerto en estudio. Una vez ubicadas las estaciones se ingresó al registro de temperaturas de las mismas. Para obtener los valores medios históricos mensuales, se trabajó con todos los datos disponibles, desde el año en que se tenía registro hasta la fecha, esto se realizó para cada una de las estaciones seleccionadas.

Los registros de temperaturas de las estaciones seleccionadas se muestran a continuación en las tablas 5.1, 5.2, 5.3 y 5.4

35Tabla. 5.1. Registro de temperatura de la estación meteorológica Tehuantepec, Santo Domingo Oaxaca.

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	Acumulado	Media	Meses
1941	26.198	26.794	28.137	30.433	31.58	30.35	30.177	30.216	28.45	29.48	26.491	25.524	343.8	28.7	12
1943										27.701	25.35	26.766	79.8	26.6	3
1944	24.629	26.198	26.991	26.466	29.112	27.975	29.5	28.403	28.156		27.191	24.774	299.4	27.2	11
1945	25.161	26.821	28.29	27.7	28.741	28.591	28.693	28.725	28.616	27.08	26.966	26.112	331.5	27.6	12
1946	26.193	27.214	27.475	28.791	29.266	28.375	29.193	29.467	28.158	27.411	26.983		308.5	28.0	11
1947	25.395	25	26.637	28.625	29.483	28.3	28.048	28.25	28.375	27.387	27.75	26.814	330.1	27.5	12
1948	26.129	27.569	28.25	28.908	29.838	29.675	29.435	30.322	29.1	28.919	28.35	28.33	344.8	28.7	12
1949	27.572	28.732	27.846	27.3	29.612	28.858	29.58	29.596	28.958	29.596	26.858	28.058	342.6	28.5	12
1950	27.65	27.47	28.295	28.766	29.603	28.915	29.206	29.437	29.46	28.601	26.99	25.283	339.7	28.3	12
1951	26.043	25.907	28.171	29.518	31.079	29.625	28.982	30.159	27.516	27.629	26.216	26.608	337.5	28.1	12
1952	26.719	25.956	28.496	29.141	29.677	28.04	29.13	28.871	27.675	25.951	28.065	26.301	334.0	27.8	12
1953	26.403	27.007	28.098	27.878	28.966	27.563	28.321	28.106	27.303	28.183	27.821	24.988	330.6	27.6	12
1954	24.454	23.846	24.058	23.253	23.44	28.781	29.44	30.635	28.583	27.54	26.666	25.879	316.6	26.4	12
1955	25.725	25.923	28.029	29.09	30.009	29.851	27.541	28.229	27.401	27.693	28.085	26.453	334.0	27.8	12
1956	25.198	26.991	27.29	29.53	29.593	28.533	28.827	29.879	29.458	29.516	27.686	27.948	340.4	28.4	12
1957	27.371	28.441	27.408	29.391	30.027	28.821	30.298	30.75	28.975	28.54	28.533	25.943	344.5	28.7	12
1958	24.766	25.767	27.395	29.258	30.483	30.016	29.451	29.935	28.45	29.032	28.416	27.016	340.0	28.3	12
1959	26.121	27.803	27.354	29.658	30.838	28.691	30.387	29.483	29.133	27.854	26.783	26.217	340.3	28.4	12
1960	27.041	25.474	27.661	29	30.096	29.791	29.862	29.379	29.425	29.451	29.575	27.161	343.9	28.7	12
1961	26.935	27.196	28.782	30.4	31.362	30.416	30.79	32.354	30.303	30.153	27.191	27.951	353.8	29.5	12
1962	25.991	27.571	28.164	29.458	31.016	29.4	30.943	31.443	29.825	29.596	28.366	27.935	349.7	29.1	12
1963	27.08	26.476	29.379	30.625	32	31.225	30.435	31.588	30.283	30.387	28.216	26.33	354.0	29.5	12
1964	26.677	27.103	28.693	29.933	30.774	29.666	29.645	30.217	29.758	28.459	29.408	27.467	347.8	29.0	12
1965	26.871	26.642	27.5	29.633	31.258	29.383	31.443	30.306	30.7	28.967	29.433	27.975	350.1	29.2	12
1966	26.483	26.732	28.532	29.916	30.661	30.508	30.83	29.951	29.166	28.209	27.466	26.25	344.7	28.7	12
1967	26.282	26.571	27.814	28.725	26.121	22.316	27.895	30.145	28.191	28.282	27.558	26.604	326.5	27.2	12

1968	26.395	25.387	25.991	29.058	29.33	28.716	29.887	29.758	28.883	29.072	27.466	26.79	336.7	28.1	12
1969	26.258	27.41	27.524	30.025	29.129	29.69	29.298	27.578	28.125	28.362	27.145	26.79	337.3	28.1	12
1970	25.733	25.714	27.475	29.025	29.54	29.566	28.758	28.161	27.308	27.951	25.425	27.508	332.2	27.7	12
1971	26.322	26.16	26.871	26.433	28.709	28.975	28.991	27.983	27.091	28.169	27.591	27.056	330.4	27.5	12
1972	27.048	26.482	27.806	29.141	30.193	29.208	30.177	30.338	30.783	30.338	28.95	27.354	347.8	29.0	12
1973	25.919	26.928	28.709	29.583	29.517	28.341	28.741	27.766	27.108	27.653	27.661	24.08	332.0	27.7	12
1974	27.016	25.044	27.508	28.75	28.677	26.883	27.919	29.548	27.385	27.725	27.091	26.04	329.6	27.5	12
1975	26.221	26.107	27.983	29.133	28.822	28.3	28.274	29.532	27.475	27.871	27.408	25.911	333.0	27.8	12
1976	24.798	25.094	27.604	30.225	30.411	29.391	29.798	29.822	30.191	28.774	27.466	26.564	340.1	28.3	12
1977	26.153	26.66	27.766	29.591	31.588	30.633	31.161	30.096	30.35	29.177	28.458	27.524	349.2	29.1	12
1978	26.491	25.758	27.75	30.231	30.774	29.65	28.79	30.403	27.641	28.782	29.375	27.314	343.0	28.6	12
1979	26.153	26.508	28.54	30.125	30.467	29.908	29.677	29.451	27.233	28.983	28.541	26.532	342.1	28.5	12
1980	26.588	26.413	28.58	28.75	30.975	30.566	30.064	27.967	28.05	29	27.583	26.693	341.2	28.4	12
1981	25.104	26.491	28.346	30.5	30.871	26.95	28.508	28.274	28.875	28.725	25.9	27.483	336.0	28.0	12
1982	26.887	27.803	28.403	30.083	30.209	28.975	30.282	31.411	30.283	28.322	28.35	26.862	347.9	29.0	12
1983	26.58	25.689	26.895	28.508	30.741	30.558	30.653	30.927	28.358	29.185	28.375	27.524	344.0	28.7	12
1984	25.967	26.862	27.903	28.4	29.653	28.941	28.016	28.362	26.758	28.895	27.466	27.79	335.0	27.9	12
1985	25.645	27.035	28.927	29.366	30.693	28.75	29.5	28.596	29.383	29.564	29.016	27.822	344.3	28.7	12
1986	26.451	27.446	26.435	30.6	30.08	28.6	29.637	30.064	29.6	30.354	30.366	28.838	348.5	29.0	12
1987	27.241	26.75	27.758	28.216	30.887	29.633	29.466	30	30.433	29.741	28.4	27.919	346.4	28.9	12
1988	26.774	26.913	28.032	28.7	30.225	28.3	28.548	27.596	28.183	28.306	28.133	27.225	336.9	28.1	12
1989	27.854	26.785		29.4	29.725	27.183	29.072	29.258	27.75	28.935	29.483	25.871	311.3	28.3	11
1990	27.661	28.017	28.806	30.45	30.79	29.983	29.661	30.338					235.7	29.5	8
1991	29.048	28.642	30.451	30.083	31.096	29.75	28.709	30.274	28.983	29.983	29.516	29.241	355.8	29.6	12
1992	29.661	29.448	30.258	29.266	29.758	29.583	29.774	29.306	29.316	28.645	29.3	29.306	353.6	29.5	12
1993	29.161	29.964	30.177	30.633	30.516	28.5	28.145	30.016					237.1	29.6	8
1995							29.847	28.822	29.533	28.725	29.75	28.516	175.2	29.2	6
1996	26.629	27.069	27.322	29.383	30.758	29.633	28.822	28.871	29.933	29.112	28.683	28.612	344.8	28.7	12

1997	27.338	28.41	29.919	29.916	30.661	29.616	31.741	32.032	30.666	27.677	28.933	25.838	352.7	29.4	12
1998	27.548	27.035	28.209	28.816			29.58	30.645	28.816	29.306	29.933	27.564	287.5	28.7	10
1999	26.048	27.125	28.612	29.683	30.387	29.883	30.854	28.822	27.433	26.612	26.75	25.483	337.7	28.1	12
2000		26.81	28.371	28.716	29.048	28.216	29.838	28.387	28.633	28.467	27.883	27.225	311.6	28.3	11
2001	25.451	27.732	28.129		29.193	28.15	28.5	28.903	26.9	28.967	28.1	27.677	307.7	28.0	11
2002	26.725	28.589	29.306	29.233	29.08	27.45	28.838		27.883	26.854	24.65	27.145	305.8	27.8	11
2003	26.274	26.857	27.806	28.433	31.983	28.98	29.064	30.129	28.85	28.354	27.916	25.774	340.4	28.4	12
2004	26.483	27.413	28.225	28.833		28.9	28.325	29.822	28.716	28.064	28.35	27.467	310.6	28.2	11
2005	27.371	28.375	29.258	31.266		32.8	32.145	31.677					212.9	30.4	7
2006	26.58	26.419	28.193	29.216	28.774	29.083	28.661			26.564	25.966		249.5	27.7	9
2007	25.709	25.321	27.29	28.483	29	29.05		27.596	28.333		27.441	25.854	274.1	27.4	10
2008	25.483	25.637	25.701	27.541									104.4	26.1	4
MINIMA	24.454	23.846	24.058	23.253	23.44	22.316	27.541	27.578	26.758	25.951	24.65	24.08	79.817	26.1	
MAXIMA	29.661	29.964	30.451	31.266	32	32.8	32.145	32.354	30.783	30.387	30.366	29.306	355.776	30.4	
MEDIA	26.474	26.836	27.993	29.130	29.948	29.048	29.457	29.587	28.711	28.547	27.859	26.931	318.951	28.348	
DESV. ESTANDAR	1.0014	1.1067	1.0425	1.2093	1.3204	1.3480	0.9878	1.1424	1.0796	0.9666	1.1772	1.0792	53.3013	0.8003	

En la tabla 5.1. Se muestra el registro histórico de temperaturas de la estación meteorológica Tehuantepec, Santo Domingo Oaxaca. En la cual se cuenta con un registro desde el año 1941 al 2008 de los cuales se obtuvo la media mensual del total de años registrados y estos valores son los que se ingresaron al software “life-365” para el cálculo correspondiente a los elementos del “Puerto 1”. Dichos valores son los marcados en color naranja.

36Tabla. 5.2. Registro de temperatura de la estación meteorológica N° 00026177. Francisco (FFCC) Guaymas Sonora.

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEPT	OCT	NOV	DIC	Acumulado	Media	Meses
1973			17.3		24.82	29.134	30.903	30				17.96	150.1	25.0	6
1974	17.326	17.181	18.863	21.153	23.019	30.288		29.407	28.041	26.074	21.77	14.48	247.6	22.5	11
1975	15.057	15.909	16.52	20.346	24.04	29.22	30.037	27.769	28.08	24.055	21.979	16.288	269.3	22.4	12
1976	16.096	17.083	19.803	21.692	24.958	30.403	32.314	31.444	26.92	23.961	22.7	18.58	286.0	23.8	12
1977	17.502	19.09	18.326	21.48		26.288		29.907	29.36	27.442	22.14	18.351	229.9	23.0	10
1978	17.98	17.217	18.807	20.46	25.26	29.653	31.288	30.925		23.75			215.3	23.9	9
2001	15.741	17.178	18.822	21.883	26.871	30.05	31.838	31.967	31.65	25.548	20.75		272.3	24.8	11
2002	15.967						31.435	31.983	30.916	23.822	21.45	16.031	171.6	24.5	7
2003	19.758	17.888	19.5	21.966	25.709	29.083	31.387	31.629	30.683	27.783	20.933	17.034	293.4	24.4	12
2004	15.822	15.629	20.948	21.413	26.064	29.183	31.596	31.516	28.266	24.702	18.016	16.29	279.4	23.3	12
2005	17.564	17.071	18.327	22.433	25.354	28.41	31.548	30.064	31.416	25.806	22.15	18.629	288.8	24.1	12
2006	18.15	19.892	19.822	23.9	26.403	31.433	31.951	31.387	28.566	25.8	21.942	16.483	295.7	24.6	12
2007	14.306	17.982	21.145	21.5	25.145	30.233	30.854	30.79	29.816	26.387	21.816	15.483	285.5	23.8	12
2008	16.274	18.017	18.983	23.516	24.645	30.25	30.354	30.24	30.166	26.741	21.95	17.467	288.6	24.1	12
2009	17.758	19.928	20.951	22.083	27.145	29.3	32.5	31.806		24.338	21.316	16.283	263.4	23.9	11
2010	16.733	16.446	19.306	21.516	24.666	28.61	31.419	32.887	31.433	25.516	19.294	17.208	285.0	23.8	12
2011	16.5	17.031	21.166	22.566	25.2	30.3	31.225						164.0	23.4	7
MÍNIMA	14.306	15.629	16.52	20.346	23.019	26.288	30.037	27.769	26.92	23.75	18.016	14.48	150.1	22.4	
MÁXIMA	19.758	19.928	21.166	23.9	27.145	31.433	32.5	32.887	31.65	27.783	22.7	18.629	295.7	25.0	
MEDIA	16.783	17.569	19.287	21.860	25.287	29.490	31.377	30.858	29.639	25.448	21.300	16.898	252.1	23.8	
DESV. ESTANDAR	1.3448	1.2742	1.3485	0.9697	1.0638	1.1565	0.6620	1.2509	1.5530	1.3122	1.2539	1.2215	48.6	0.7	

En la tabla 5.2. Se muestra el registro histórico de temperaturas de la estación meteorológica N° 00026177 Francisco (FFCC) Guaymas Sonora. En la cual se cuenta con un registro desde el año 1973 al 2011 de los cuales se obtuvo la media mensual del total de años registrados y estos valores son los que se ingresaron al software “life-365” para el cálculo correspondiente a los elementos del “Puerto 2”. Dichos valores son los marcados en color naranja.

37Tabla. 5.3. Registro de temperatura de la estación meteorológica N° 00016013 Caleta de Campos, Lázaro Cárdenas Michoacán

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	Acumulado	Media	Meses
1961	25.064	24.321	23.919	24.116	25.854	27.65							150.9	25.2	6
1962															
1963			25.411										25.4	25.4	1
1964							26.854	26.596	26.94	26.193	26.45		133.0	26.6	5
1965	24.225	24.071	23.871	25.862	27.908	28.963	28.55	28.435	28.883	28.403	28.618	26.833	324.6	27.1	12
1966	26.56	26	26.017	25.029	27.806	28.933	29.116	28.887	28.883	27.002	26.966		301.2	27.4	11
1967	25.133	26.053	28.548	28.534	29.08	29.15	30.066	28.988	28.9	28.709	28.4	27.112	338.7	28.2	12
1968	27.516	26.379			27.919	27.108				28.083			137.0	27.4	5
1969	26.516	27.388	27.416	27.588	28.161	30.586	30.177	27.505	29.033	28.25	27.233	26.333	336.2	28.0	12
1970	25.983		26.209	26.133	28.534	30.483	29.08	29.306		28.919	27.45	25.58	277.7	27.8	10
1971	25.306	25.071	25.741	26.183		29.566	29.79	28.35	27.844	28.209	27.816	26.564	300.4	27.3	11
1972	26.564	25.258	27.403	27.616	29.866	28.95	30.483	29.419	29.833	30.371	29.316	28.677	343.8	28.6	12
1973	27.866	27.857	27.29	27.616	29.338	29.35	29.066	28.816	28.724	28.903	28.017	26.016	338.9	28.2	12
1974		26.685	25.8	28.083	26.983	28.083	28.183	28.403	27.166	27.596	26.8	26.096	299.9	27.3	11
1975	24.661	24.964	24.816	25.683	27.387	27.551	26.872	27.516	27.035	27.833	27.25	26.216	317.8	26.5	12
1976	25.65	25.232	24.85	25.293	27.233		28.35	28.618	28.15	27.22	26.396	26.724	293.7	26.7	11
1977	25.916	26.035	26.333	26.333	27.616	28.879	29.161	28.017	28.4	28.096	27.616	26.887	329.3	27.4	12
1978	26.5	25.946	25.967		26.016	28.569	28.032	28.983	27.5	28.15	27.448	27.177	300.3	27.3	11

1979	26.5	26.535	25.516	25.633	26.419	27.982		27.883	27.551	28.064	26.65	27.467	296.2	26.9	11
1980	25.066	26.607	25.683	27.069	29.066		28.5	27.483	27.95	27.854	27.4	27.467	300.1	27.3	11
1981	25.482	25.482	24.629	25.733	25.467	26.655	27.35	27.954	27.766	27.79	27.166	26.693	318.2	26.5	12
1982	26.112	26.321	26.145	27.672	28.145	28.633	28.6	29.725	28.534	27.948	27.416	26	331.3	27.6	12
1983	25.903	25.053	24.854	25.95	27.534	29.383	28.633	29	27.533	28.467	27.7	26.661	326.7	27.2	12
1984	25.951	25.655	27.394	26.665									105.7	26.4	4
MÍNIMA	24.225	24.071	23.871	24.116	25.467	26.655	26.854	26.596	26.94	26.193	26.396	25.58			
MÁXIMA	27.866	27.857	28.548	28.534	29.866	30.586	30.483	29.725	29.833	30.371	29.316	28.677			
MEDIA	25.924	25.846	25.896	26.463	27.702	28.693	28.715	28.415	28.146	28.103	27.479	26.735			
DESV. ESTANDAR	0.9006	0.9508	1.2164	1.1619	1.2039	1.0531	1.0449	0.7961	0.8010	0.8345	0.7400	0.7280			

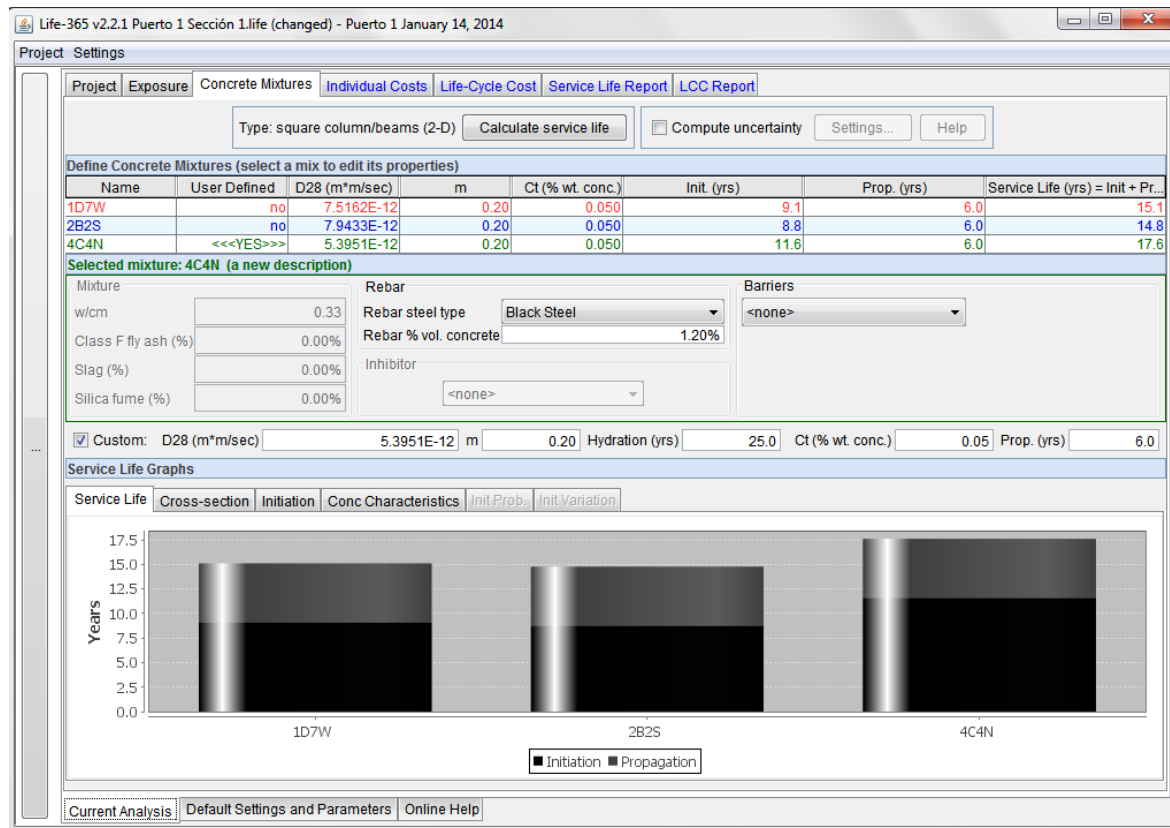
En la tabla 5.3. Se muestra el registro histórico de temperaturas de la estación meteorológica N° 00016013 Caleta de Campos, Lázaro Cárdenas Michoacán. En la cual se cuenta con un registro desde el año 1961 a 1984 de los cuales se obtuvo la media mensual del total de años registrados y estos valores son los que se ingresaron al software “life-365” para el cálculo correspondiente a los elementos del “Puerto 3”. Dichos valores son los marcados en color naranja.

38Tabla. 5.4. Registro de temperatura de la estación meteorológica N° 6025 Venustiano Carranza, Manzanillo Colima.

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	acumulado	media	mes
1962									27.114	25.919	24.242		77.3	25.8	3
1963	26.846	26.486	26.322	26.021	26.733	27.613	27.395	27.733	27.461	26.483	25.346	24.217	318.7	26.6	12
1964	23.379	22.322	22.121	24.249	24.725	26.954	27.629	27.733	27.225	26.653	26.15	22.645	301.8	25.1	12
1965	22.524	21.223	22.008	24.558	26.677	27.472	27.354	27.5	27.699	26.854	26.654	25.203	305.7	25.5	12
1966	24.419	23.626	22.951	23.756	27.516	28.076	26.967	27	27.216	25.524	25.718	23.185	306.0	25.5	12
1967	23.032	22.756											45.8	22.9	2
1968		23.315	21.5	23.911	26.169	26.618	28.456	28.641	27.679	26.077		25.222	257.6	25.8	10
1969	23.758	24.238			25.37	28.071	29.471	28.426	28.508	27.747	25.91	24.596	266.1	26.6	10
1970	23.564	23.812	22.935	23.51	26.637	29.083	28.75	28.604	27.491	28.621	25.775	24.016	312.8	26.1	12
1971	23.427	21.875	23.774	23.241	25.83	28.508				27.322	26.358	25.161	225.5	25.1	9
1972	24.927	22.922	24.477	25.683	28.322	28.516	29.548	28.871	28.86	28.733	27.933	25.217	324.0	27.0	12
1973	25.121	24.535	25.145	25.383	27.233	28.183	28.298	28.395	28.233	28.241	28.058	25.741	322.6	26.9	12
1974		23.919	24.943	26.008	26.338	28.416	28.798	29.274	28.3	27.983	27.641	25.975	297.6	27.1	11
1975	24.983	24.187	24.451	26.891	27.193	28.291	28.217	28.411	27.408	27.758	28.475	25.072	321.3	26.8	12
1976	23.927	24.577	24.491	24.658	26.532	28.858	28.491	29.709	29.966	29.096	27.608	25.475	323.4	26.9	12
1977	24.29	23.526	24.475		26.774	29.183	29.08	28.911	28.9	29.088	27.775	25.58	297.6	27.1	11
1978	25.572	23.669	25.048	25.175	26.104	28.975	28.298	29.306	28.4	28.371	24.25	25.096	318.3	26.5	12
1979	23.717	22.205	25.088	24.166	25.661	27.152	27.395	29.08	27.75	28.096	25.235	25.572	311.1	25.9	12
1980	23.362	26.094	24.604	25.125	26.952	30.025		27.016	28.091	28.161	26.15		265.6	26.6	10
1981					25.016	26.733	28.427	28.209			26.24		134.6	26.9	5
1982	22.816	23.66	23.879	24.8	25.121	26.55	26.75	27.629	27.95				229.2	25.5	9
1983		23.205	22.717	23.933	26.63	28.608	28.322	28.395	27.558	27.314	25.591	24.346	286.6	26.1	11
1984	23.709	23.137	23.822	23.77	26.29	28.133	27.379	27.717	27.016	29.088		24.653	284.7	25.9	11
1985	23.008		23.548	22.916	24.822	27.75			19.158	14.77	11.879	17.838	185.7	20.6	9
1986	10.037	12.526	12.138	13.053			14.266	21.33	26.541	25.387	27.283	24.612	187.2	18.7	10
1987	23.822	23.58	23.588	24.733	26.814	30.241	29.193	29.161	29	28.387	27.116	25.225	320.9	26.7	12

1988	23.871	23.956	24.346	25.158	25.822	27.591	28.371	27.838	27.483	26.411	25.641	23.532	310.0	25.8	12
1989	23.838	23.562	22.838	24.925	26.661	28.275	28.354	28.306	27.683	28.33	27.15	23.879	313.8	26.2	12
1990	24.29	24.401	25.145	27.316	29.564	29.508	28.871	28.879	28.358	27.935	27.325	25.491	327.1	27.3	12
1991	23.629	24.125	23.717		26.08	27.391	29.032	28.451	27.566	27.516	27.183	25.451	290.1	26.4	11
1992	23.995	23.094	26.306	26.083	27.411	29.075	28.475	29.145	27.408	27.475	26.208	25.261	319.9	26.7	12
1993		23.821	24.338	24.866	26.838	28.633	28.153	28.467	28.825	28.959	26.925	24.564	294.4	26.8	11
1994	26.619	29.228			29.661			35.6					121.1	30.3	4
1995											27.541	24.322	51.9	25.9	2
1996	22.758	23.448	23.362	23.966	26.709	28.558	27.612	27.032	28.325	27.451	26.641	25	310.9	25.9	12
1997	22.322	23.794	26.072	26.65	29.266	30.8	30.346	30.403	29.858	28.346	28.033	25.612	331.5	27.6	12
1998	24.201												24.2	24.2	1
MÍNIMA	10.037	12.526	12.138	13.053	24.725	26.55	14.266	21.33	19.158	14.77	11.879	17.838	24.201	18.7173	
MÁXIMA	26.846	29.228	26.322	27.316	29.661	30.8	30.346	35.6	29.966	29.096	28.475	25.975	331.502	30.277	
MEDIA	23.5	23.5	23.7	24.4	26.7	28.3	27.9	28.4	27.7	27.2	26.1	24.6	257.4	25.9	
DESV.ESTANDAR	2.7588	2.4511	2.4893	2.4911	1.2241	1.0326	2.7359	2.0033	1.7729	2.5392	2.8569	1.4988	89.9223	1.8927	

En la tabla 5.4. Se muestra el registro histórico de temperaturas de la estación meteorológica N° 6025 Venustiano Carranza, Manzanillo Colima. En la cual se cuenta con un registro desde el año 1962 a 1998 de los cuales se obtuvo la media mensual del total de años registrados y estos valores son los que se ingresaron al software “life-365” para el cálculo correspondiente a los elementos del “Puerto 4”. Dichos valores son los marcados en color naranja.



22Figura. 5.5. Software “Life-365” pantalla del módulo de características de las mezclas de concreto

En la figura 5.5. Se presenta la pantalla que el software “Life-365” muestra para la asignación de las características de las mezclas de concreto. En la parte superior de la pantalla de este módulo aparecen el número de alternativas que se definieron en el módulo de datos de proyecto, en cada una de ellas se tiene que definir las características de la mezcla.

En este módulo el software “Life-365” también ofrece dos opciones de cálculo para determinar el periodo de vida útil en función de las características de las mezclas. En la primera opción el usuario ingresa las características de la composición de la mezcla como son: la relación Agua/Cemento, los porcentajes de cenizas volantes, escorias y humo de sílice que contiene la mezcla en caso de los contenga. Y con base en estos datos y basándose en las ecuaciones 2 y 3 definidas anteriormente, el programa define el coeficiente de difusión D28, la constante de decaimiento m y el contenido crítico de cloruros en la superficie del acero Ct. En la segunda opción el usuario debe ingresar manualmente el valor del coeficiente de difusión, la constante m, el contenido crítico de cloruros Ct, el periodo de hidratación de la estructura y el periodo de propagación.

Para que el usuario pueda utilizar esta segunda opción debe de contar con datos reales que le permitan calcular las variables en cuestión. Para el caso de este estudio, se cuenta con

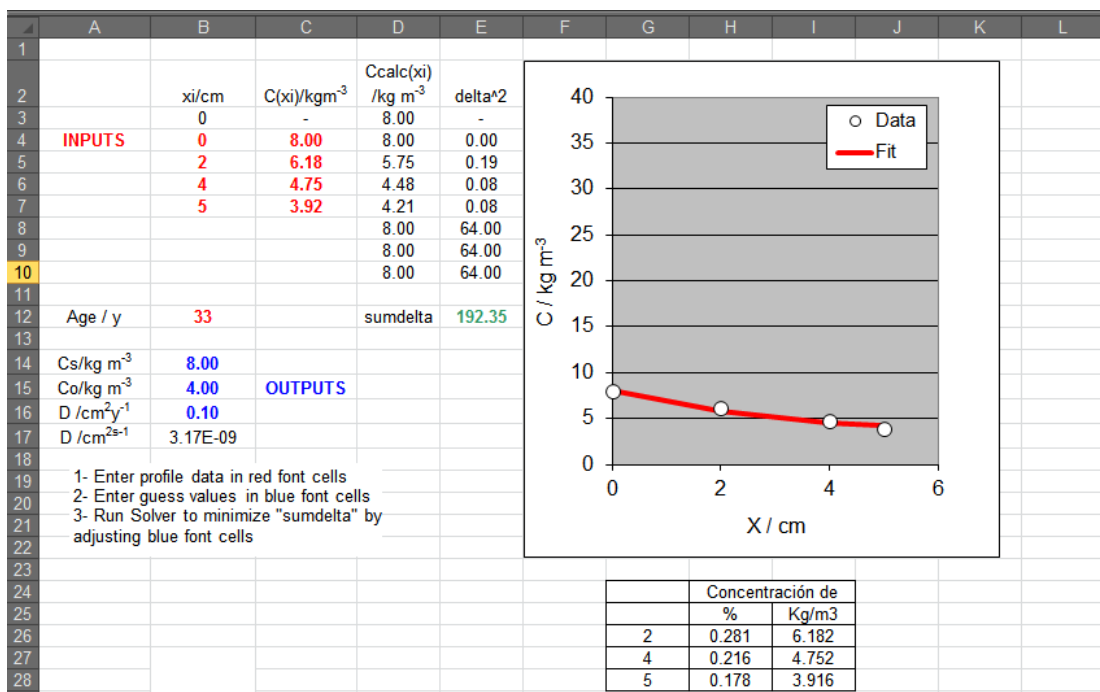
los datos experimentales de Contenido de cloruros y resistividad, que serán utilizados para calcular el coeficiente de difusión mediante dos modelos, el modelo de la Universidad de Florida [53] y el modelo de resistividad de la Dra. Carmen Andrade [54], cálculos se explicaran más adelante.

En este módulo también se debe especificar el tipo de acero de la estructura y el % de acero en relación al volumen de concreto que contiene la estructura, este último es con el fin de calcular los costos de construcción inicial y reparaciones futuras.

Por último se debe especificar si la estructura cuenta con alguna barrera contra la corrosión, como lo es una membrana o algún tipo de sellador. En caso de que no contenga ninguna de las anteriores se deja el valor por default que es “ninguna”.

En la parte inferior de este módulo se muestra de manera gráfica los resultados de la predicción de la vida útil de la estructura, en donde se identifica el periodo de iniciación y el periodo de propagación.

El primer cálculo del coeficiente de difusión de cloruros se realizó con el modelo basado en la segunda ley de Fick, el cual fue desarrollado en la Universidad del Sur de Florida EE.UU.[53], a continuación se explica la forma en que se calculó el coeficiente de difusión con dicho modelo y se presentan los resultados para cada elemento evaluado.



23Figura. 5.6. Modelo para calcular el Coeficiente de Difusión [53]

El modelo que fue desarrollado en la Universidad de Florida [53] para calcular el coeficiente de difusión de cloruros en el concreto (Figura. 5.6), está programado en una hoja de Excel y su uso es bastante sencillo, ya que se trata de un ajuste por regresión a los puntos de concentración dados.

En la hoja de Excel se aprecia el gráfico donde se aparecen los valores de concentración de cloruros contra la profundidad cabe mencionar que el valor de cloruros se debe ingresar en Kg/cm^3 y la profundidad en cm. Los resultados de la prueba de concentración de cloruros están en % en relación al peso del concreto, por lo que es necesario cambiarlos a Kg/cm^3 para poder ingresarlos al modelo.

El uso de este modelo se puede resumir en tres sencillos pasos, que se describen a continuación.

- 1.- Ingresar los valores de concentración de cloruros con su respectiva profundidad. Estos valores corresponden a las celdas en color rojo. (la edad del muelle también se ingresa como dato de entrada)
- 2.- Se ingresa el valor de la concentración de cloruros en la superficie y el valor de la concentración de cloruros a la máxima profundidad Estos valores corresponden a las celdas en azul.
- 3.- Por último manualmente se varía el valor de “ $D / \text{cm}^2\text{y}^{-1}$ ” hasta que el valor de la suma de errores “sumdelta (en color verde)” sea mínima, esto indica que se ha llegado al valor óptimo de ajuste en la regresión.

El coeficiente de difusión se lee directamente en la celda B-17 para el caso de la Figura. 5.6. Cabe mencionar que este modelo proporciona el coeficiente de difusión en centímetros cuadrados por segundo (cm^2s^{-1}) mientras que para ingresar este valor al software “Life-365” se requiere en metros cuadrados por segundo (m^2s^{-1}). Por lo que se tuvo que realizar la conversión necesaria.

A continuación en las tablas 5.5, 5.6, 5.7 y 5.8 se muestran los valores de coeficiente de difusión para los especímenes del “Puerto 1”, “Puerto 2”, “Puerto 3” y “Puerto 4” respectivamente en donde se presentan los valores tanto en (cm^2s^{-1}) como en (m^2s^{-1}).

39Tabla. 5.5. Valores de coeficiente de difusión para los especímenes del “Puerto 1”

Puerto 1			
Muestra	Ubicación	Coeficiente de difusión cm²/s	Coeficiente de difusión m²/s
4'C1E	Sección 1	3.17098E-09	3.17098E-13
7'C2E		2.85388E-09	2.85388E-13
3B1E		9.19584E-09	9.19584E-13
14B1W	Sección 2	3.17098E-10	3.17098E-14
41C3W	Sección 3	4.75647E-09	4.75647E-13

40Tabla. 5.6. Valores de coeficiente de difusión para los especímenes del “Puerto 2”

Puerto 2			
Muestra	Ubicación	Coeficiente de difusión cm²/s	Coeficiente de difusión m²/s
49S5	Banda Este y Ampliación	6.97615E-09	6.97615E-13
31E1		6.34196E-09	6.34196E-13
97N2		4.75647E-09	4.75647E-13
97N2		8.87874E-09	8.87874E-13
11E1		6.02486E-09	6.02486E-13
30N14		1.42694E-08	1.42694E-12

41Tabla. 5.7. Valores de coeficiente de difusión para los especímenes del “Puerto 3”

Puerto 3			
Muestra	Ubicación	Coeficiente de difusión cm²/s	Coeficiente de difusión m²/s
E6D	Muelle G	6.97615E-09	6.97615E-13
S4D		6.34196E-09	6.34196E-13
S4D		1.26839E-09	1.26839E-13
N52C		1.90259E-09	1.90259E-13
W7A	Muelle T	4.75647E-09	4.75647E-13
N38D		1.42694E-08	1.42694E-12
E51A		9.51294E-09	9.51294E-13
N123D		3.17098E-09	3.17098E-13
N123D		3.17098E-09	3.17098E-13

42Tabla. 5.8. Valores de coeficiente de difusión para los especímenes del “Puerto 4”

Puerto 4			
Muestra	Ubicación	Coeficiente de difusión cm ² /s	Coeficiente de difusión m ² /s
14S8	Banda C	3.17098E-09	3.17098E-13
53N8		6.02486E-09	6.02486E-13
45S10		9.51294E-09	9.51294E-13
61W12		9.51294E-09	9.51294E-13
51E13		6.34196E-09	6.34196E-13
52W15		6.34196E-09	6.34196E-13
50W16		1.26839E-09	1.26839E-13
50W16		2.21969E-09	2.21969E-13
12W17		3.17098E-09	3.17098E-13
12W17		4.12227E-09	4.12227E-13
45S15		6.65906E-09	6.65906E-13
68W19		1.90259E-09	1.90259E-13
MOD. 20		1.58549E-09	1.58549E-13
MOD. 20		2.21969E-09	2.21969E-13

El segundo cálculo para el coeficiente de difusión de cloruros, se realizó a partir del valor de resistividad eléctrica de los elementos, utilizando un modelo propuesto por la Dra. Carmen Andrade [54] en el cual a partir de datos experimentales a 38 y 120 días, encuentra una fórmula que relaciona el valor de resistividad eléctrica con el valor de coeficiente de difusión para esa mezcla. Véase Figura 5.7.

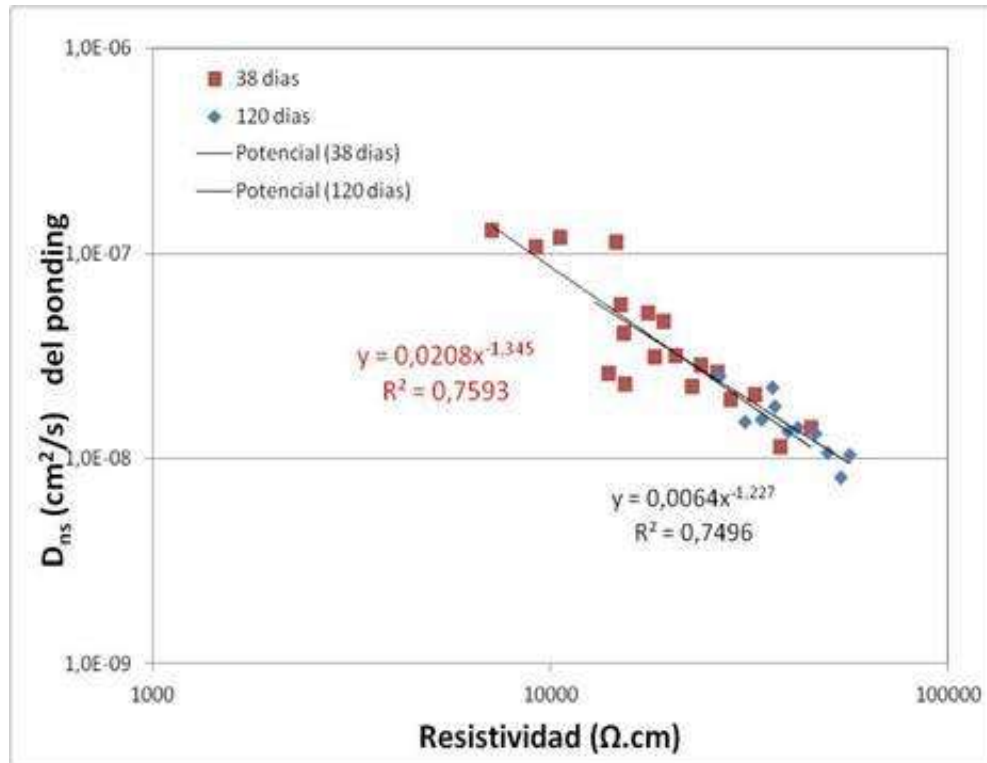
Para este estudio se utilizó la relación a los 120 días, por ser más estable debido a la edad presentada. La cual se muestra a continuación.

$$D(\text{cm}^2/\text{s}) = 0.0064x^{-1.227}$$

Donde:

D(cm²/s) = Coeficiente de difusión

x = valor de la resistividad en ohm-cm



24Figura. 5.7. Modelo de coeficiente de difusión a partir de la resistividad [54]

Los valores de coeficiente de difusión obtenidos mediante este modelo para cada uno de los elementos de cada puerto se muestran en las tablas 5.9, 5.10, 5.11 y 5.12.

43Tabla. 5.9. Coeficiente de difusión para el “Puerto 1”.

Elemento	Clave del elemento	Resistividad	Resistividad	Coeficiente de Difusión	Coeficiente de Difusión
		(K ohms-cm)	(ohms-cm)	(cm ² /s)	(m ² /s)
Pilote	1D7W	35.959	35958.763	1.64516E-08	1.64516E-12
Pilote	2B2S	39.545	39544.503	1.46405E-08	1.46405E-12
Pilote	4C4N	39.456	39455.977	1.46808E-08	1.46808E-12
Pilote	22D6E	29.463	29462.880	2.10077E-08	2.10077E-12
Pilote	19E8E	18.224	18223.944	3.78767E-08	3.78767E-12
Pilote	13B1W	26.454	26454.240	2.39761E-08	2.39761E-12
Pilote	21B1W	34.647	34646.672	1.72193E-08	1.72193E-12

44Tabla. 5.10. Coeficiente de difusión para el “Puerto 2”.

Elemento	Clave del elemento	Resistividad	Resistividad	Coeficiente de Difusión	Coeficiente de Difusión
		(K ohms-cm)	(ohms-cm)	(cm ² /s)	(m ² /s)
Pila	11N1	3.701	3700.926	2.67832E-07	2.67832E-11
Pilote	97N2	7.172	7172.058	1.18934E-07	1.18934E-11
Pilote	97N2	7.310	7310.003	1.16186E-07	1.16186E-11
Pilote	97N2	10.289	10289.083	7.63825E-08	7.63825E-12
Pilote	49S5	80.773	80772.983	6.09487E-09	6.09487E-13
Pilote	49S5	71.738	71738.364	7.04974E-09	7.04974E-13
Pilote	49S5	58.345	58345.364	9.08427E-09	9.08427E-13
Pilote	24N16	24.861	24861.101	2.58748E-08	2.58748E-12
Pilote	24N16	18.438	18438.060	3.73377E-08	3.73377E-12
Pilote	24N16	15.786	15786.095	4.51749E-08	4.51749E-12
Pilote	30N14	15.989	15988.760	4.44733E-08	4.44733E-12
Pilote	30N14	24.891	24890.611	2.58371E-08	2.58371E-12

45Tabla. 5.11. Coeficiente de difusión para el “Puerto 3”.

Elemento	Clave del elemento	Resistividad	Resistividad	Coeficiente de Difusión	Coeficiente de Difusión
		(K ohms-cm)	(ohms-cm)	(cm ² /s)	(m ² /s)
Pila	S4D	42.552	42552.435	1.3381E-08	1.3381E-12
Pila	S4D	29.087	29087.038	2.13413E-08	2.13413E-12
Pila	S4D	43.857	43856.724	1.28944E-08	1.28944E-12
Pila	E6D	24.533	24532.562	2.63006E-08	2.63006E-12
Pila	E6D	31.345	31344.947	1.94707E-08	1.94707E-12
Pila	W41B	70.010	70009.816	7.2639E-09	7.2639E-13
Pila	N52C	40.376	40376.031	1.42714E-08	1.42714E-12
Pila	N52C	44.110	44110.231	1.28035E-08	1.28035E-12
Pila	W7A	38.097	38096.739	1.53261E-08	1.53261E-12
Pila	N33C	16.224	16224.416	4.3682E-08	4.3682E-12
Pila	W38D	11.222	11222.162	6.86651E-08	6.86651E-12
Pila	N38D	19.425	19424.542	3.50246E-08	3.50246E-12
Pila	W44D	25.515	25515.107	2.50634E-08	2.50634E-12
Pila	W44D	24.410	24410.411	2.64622E-08	2.64622E-12
Pila	W111A	15.632	15632.207	4.57211E-08	4.57211E-12
Pila	W111A	23.865	23865.058	2.7206E-08	2.7206E-12
Pila	N123D	30.755	30754.942	1.993E-08	1.993E-12
Pila	N105D	25.385	25384.828	2.52213E-08	2.52213E-12

46Tabla. 5.12. Coeficiente de difusión para el “Puerto 4”.

Elemento	Clave del elemento	Resistividad	Resistividad	Coeficiente de Difusión	Coeficiente de Difusión
		(K ohms-cm)	(ohms-cm)	(cm ² /s)	(m ² /s)
Pilote	14S8	12.547	12546.869	5.98794E-08	5.98794E-12
Pilote	53N8	11.440	11439.876	6.70652E-08	6.70652E-12
Pilote	53N8	10.496	10496.267	7.45367E-08	7.45367E-12
Pilote	45S10	11.815	11814.953	6.44623E-08	6.44623E-12
Pilote	45S10	13.537	13537.378	5.4549E-08	5.4549E-12
Pilote	86W11	12.263	12263.224	6.15832E-08	6.15832E-12
Pilote	86W11	8.934	8934.448	9.0828E-08	9.0828E-12
Pilote	61W12	13.558	13557.738	5.44485E-08	5.44485E-12
Pilote	61W12	14.377	14377.378	5.06649E-08	5.06649E-12
Pilote	51E13	17.006	17006.031	4.12316E-08	4.12316E-12
Pilote	51E13	15.225	15225.230	4.72252E-08	4.72252E-12
Pilote	26N14	16.093	16092.732	4.4121E-08	4.4121E-12
Pilote	26N14	16.901	16901.027	4.15461E-08	4.15461E-12
Pilote	52W15	11.596	11595.692	6.59611E-08	6.59611E-12
Pilote	52W15	14.781	14780.901	4.8973E-08	4.8973E-12
Pilote	50W16	11.659	11658.579	6.55248E-08	6.55248E-12
Pilote	12W17	21.765	21765.368	3.04608E-08	3.04608E-12
Pilote	45S15	15.806	15805.632	4.51064E-08	4.51064E-12
Pilote	45S15	21.550	21549.533	3.08356E-08	3.08356E-12
Pilote	68W19	8.498	8497.851	9.65868E-08	9.65868E-12
Pilote	68W19	7.672	7672.383	1.09489E-07	1.09489E-11
Pilote	mod 20	30.326	30325.784	2.02767E-08	2.02767E-12
Pilote	mod 20	27.998	27998.461	2.23638E-08	2.23638E-12
Pilote	mod 20	50.874	50873.800	1.07476E-08	1.07476E-12
Pilote	mod 20	31.599	31598.633	1.92791E-08	1.92791E-12
Pilote	4N11	20.948	20948.035	3.19255E-08	3.19255E-12
Pilote	4N11	22.479	22479.121	2.92784E-08	2.92784E-12
Pilote	37N10	15.501	15500.611	4.61979E-08	4.61979E-12
Pilote	37N10	11.406	11406.132	6.73087E-08	6.73087E-12
Pilote	31W9	14.142	14142.087	5.17011E-08	5.17011E-12
Pilote	31W9	17.979	17978.961	3.85109E-08	3.85109E-12
Pilote	42W7	19.832	19832.159	3.41434E-08	3.41434E-12
Pilote	45S6	10.041	10040.881	7.87057E-08	7.87057E-12
Pilote	45S6	8.198	8198.106	1.00938E-07	1.00938E-11
Pilote	40N5	13.984	13983.636	5.24209E-08	5.24209E-12
Pilote	88E4	26.326	26326.470	2.41189E-08	2.41189E-12
Pilote	22W3	20.409	20408.675	3.29638E-08	3.29638E-12

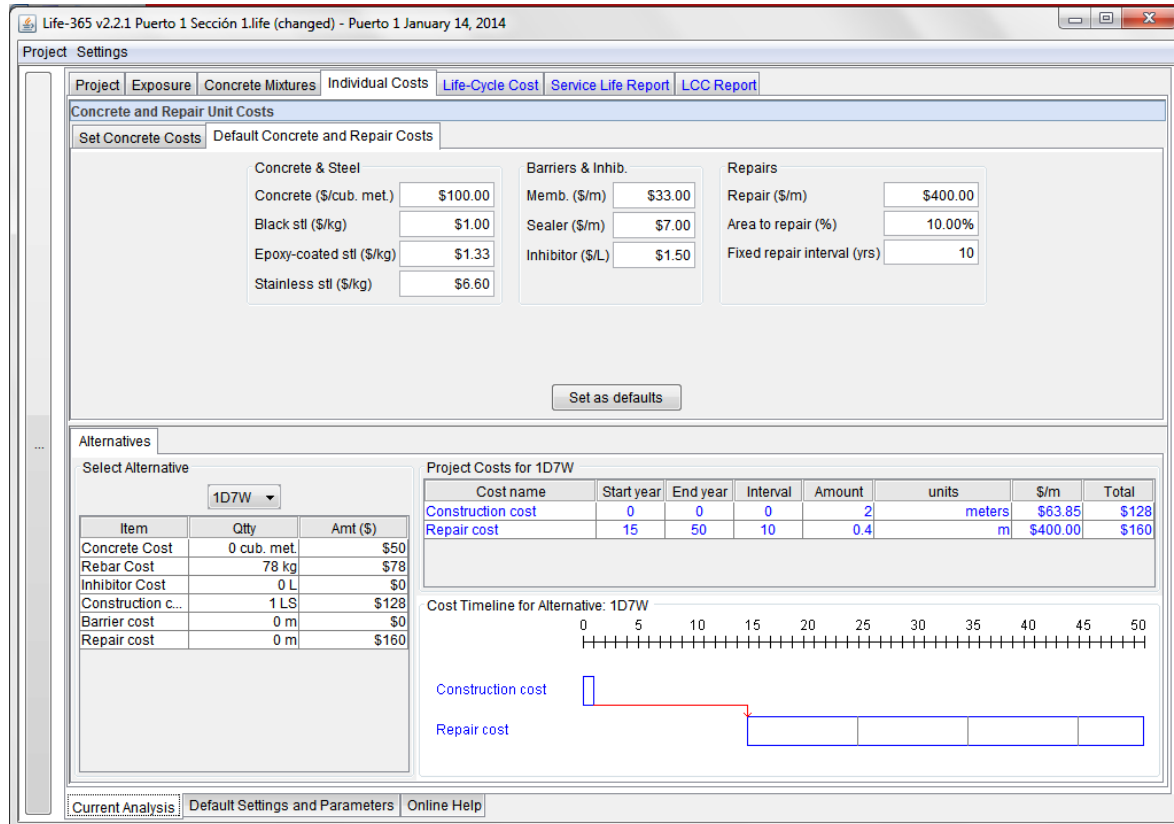
Pilote	22W3	21.679	21679.176	3.06094E-08	3.06094E-12
Pilote	81W1	12.446	12445.827	6.04764E-08	6.04764E-12
Pilote	81W1	11.303	11302.752	6.80649E-08	6.80649E-12
Pilote	D8E1	60.628	60628.204	8.66639E-09	8.66639E-13
Pilote	D8E1	47.183	47183.037	1.17881E-08	1.17881E-12
Pilote	B7W1	43.857	43856.724	1.28944E-08	1.28944E-12
Pilote	D17W1	39.100	39100.273	1.48448E-08	1.48448E-12
Pilote	D18E1	39.162	39162.382	1.4816E-08	1.4816E-12
Pilote	D18E1	35.032	35031.691	1.69874E-08	1.69874E-12
Pila	B8N	21.845	21844.666	3.03252E-08	3.03252E-12
Pila	C17E	19.425	19424.542	3.50246E-08	3.50246E-12
Pila	C17E	20.285	20285.123	3.32103E-08	3.32103E-12
Pila	D43N	8.250	8249.805	1.00162E-07	1.00162E-11
Pila	C59W	17.090	17090.417	4.09819E-08	4.09819E-12
Pila	C59W	18.481	18480.609	3.72322E-08	3.72322E-12
Pilote	11N13-1	39.335	39335.412	1.4736E-08	1.4736E-12
Pilote	11N13-1	50.919	50919.061	1.07359E-08	1.07359E-12
Pilote	12N13-1	72.209	72209.216	6.99338E-09	6.99338E-13
Pilote	12N13-1	69.554	69554.023	7.32235E-09	7.32235E-13
Pila	76BW	10.094	10094.008	7.81977E-08	7.81977E-12
Pila	76BW	10.514	10513.919	7.43832E-08	7.43832E-12
Pila	64BW	5.114	5113.604	1.80124E-07	1.80124E-11
Pila	64BW	6.221	6220.981	1.41617E-07	1.41617E-11
Pila	C3S	12.397	12397.045	6.07685E-08	6.07685E-12
Pila	C3S	14.159	14158.503	5.16276E-08	5.16276E-12

Se observa que los valores de coeficiente de difusión obtenidos con el modelo de la Universidad del Sur de Florida [53] son muy pequeños, del orden de $X E^{-13} m^2/s$ y al ingresar estos valores en el software “Life-365” se obtuvieron periodos de vida útil por arriba de los 100 años para todos los elementos evaluados, valor que queda totalmente fuera de realidad de acuerdo a las características de las mezclas, el tipo de ambiente y el daño que ya se presenta en las estructuras, por lo que su uso no es adecuado para los fines de este trabajo.

Con el modelo de resistividad de la Dra. Carmen Andrade [54] se obtuvieron valores de coeficiente de difusión del orden de $X E^{-12} m^2/s$ principalmente, que al ingresarlos al software “Life-365” arrojaron valores de vida útil más coherentes con el estado de las estructuras.

Mencionado lo anterior, se tiene que el cálculo de vida útil se realizó mediante dos modelos, el primero fue con el modelo propio del software “Life-365” [52] y el segundo

fue con el modelo de resistividad de la Dra. Carmen Andrade [54]. Los resultados de ambos modelos se presentan y analizan en los capítulos 6 y 7 respectivamente.



25Figura. 5.8. Software “Life-365” pantalla del módulo de asignación de costos individuales de materiales y reparaciones.

En la figura 5.8. Se presenta la pantalla que el software “Life-365” muestra para la asignación de costos individuales de materiales y reparaciones. Este módulo está dividido en tres partes principales para la asignación de los costos. En la primera parte se especifican los precios del concreto y del acero, el precio del acero es por metro cubico y el acero es por kilogramo, también se especifica el precio del recubrimiento epóxico del acero en caso de que lo contenga y el precio del acero inoxidable en caso de que sea ese tipo de acero el que se haya definido.

En la segunda parte se especifican los costos de las barreras e inhibidores contra la corrosión en caso de que la mezcla contenga alguno, estos pueden ser; membranas, selladores o inhibidores de corrosión.

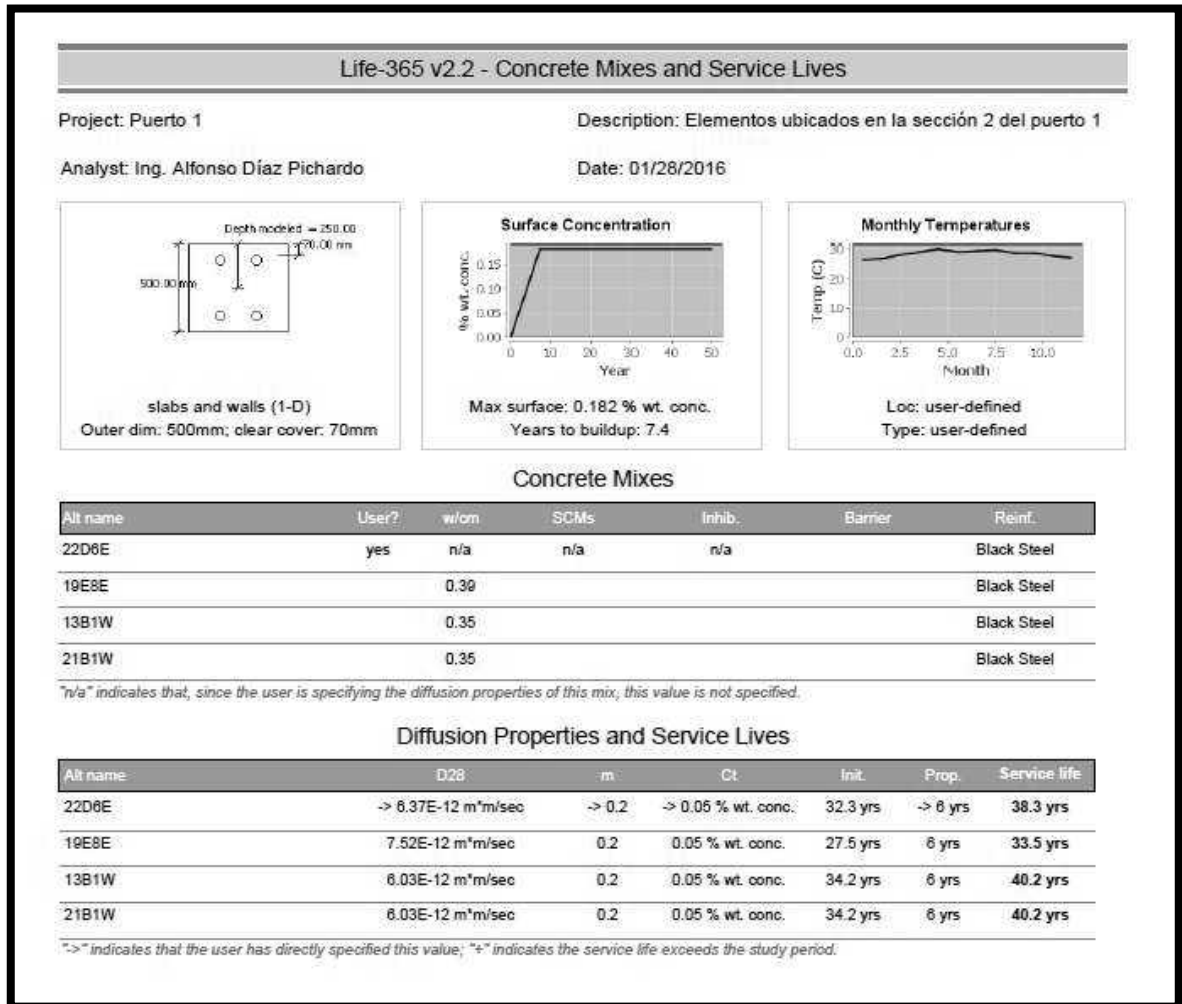
Y finalmente se deben de especificar los costos de las reparaciones, el costo se especifica por metro de reparación, en esta seccion también se debe de especificar el % de área del

elemento a reparar y el tiempo entre cada reparación. Como ya se ha mencionada anteriormente, en este estudio no se tomará en cuenta lo referente a costos de construcción ni reparaciones futuras de los elementos evaluados.

5.5.3.- Reportes de predicción.

Los reportes de predicción son los informes que el software entrega al analista, en donde se puede visualizar a manera de resumen la información que se proporciona al programa (datos de proyecto y Exposición, costos) como los resultados que el programa calcula (tiempo de vida útil, calendario de reparaciones y costos de las reparaciones). El programa “Life-365” entrega dos tipos de reporte, el primero es el reporte de la vida de servicio de la estructura y el segundo es el reporte de costos por ciclo de vida de la estructura.

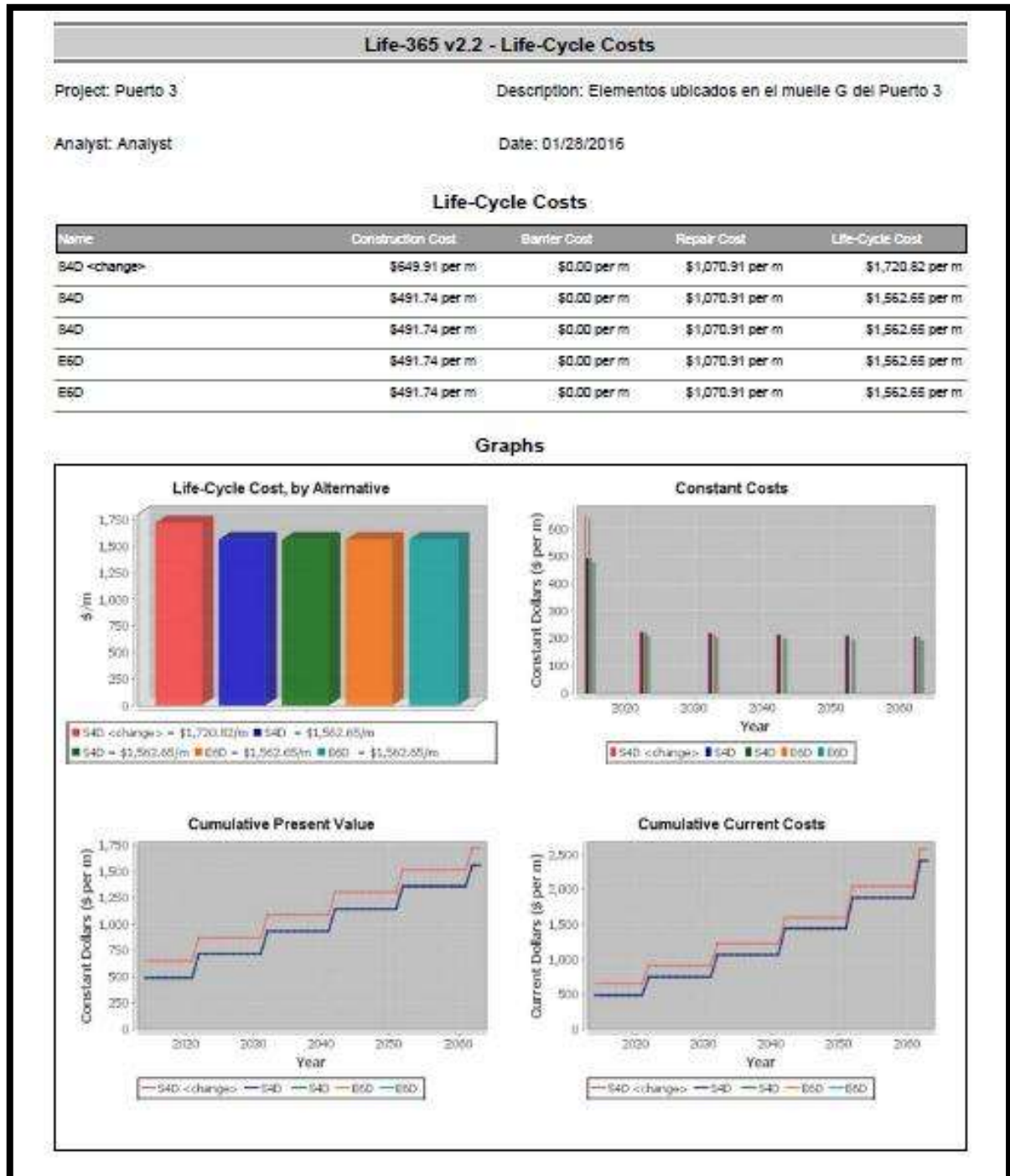
A continuación se presentan las figuras 5.9 y 5.10 que corresponden a los dos tipos de reportes mencionados respectivamente. Para cada una de ellos se explicara los datos que los conforman.



26Figura. 5.9. Reporte de vida de servicio de la Estructura. “Life-365”

En la figura anterior (figura 5.9.) se presenta un reporte de vida útil que proporciona el software “Life-365”. En la parte superior de este reporte vienen los datos del proyecto que son: Nombre del proyecto, descripción, nombre del analista y fecha de ejecución. En la segunda parte de este reporte se muestran las características del elemento evaluado y las características del ambiente de exposición. Es decir el tipo de elemento evaluado, sus dimensiones, recubrimiento de concreto, concentración de cloruros en la superficie y el perfil de temperaturas medias mensuales de la zona en donde se ubique el elemento.

A continuación se muestran las características de las mezclas de concreto que se hayan dado de alta, en el caso de que en el módulo de mezclas de concreto se haya elegido la primera opción de cálculo, en caso contrario en la segunda tabla aparecerán los valores de las variables asignadas por el usuario (D28, m y Ct) y además aparecerá el resultado de la predicción de vida útil para cada mezcla de concreto. El cual está dado por la suma del periodo de iniciación más el periodo de propagación.



reparaciones futuras no forman parte de este trabajo de tesis, se explicara a que corresponde cada parte de este reporte.

Al igual que en el reporte de vida de servicio, en la parte superior vienen los datos del proyecto: Nombre del proyecto, descripción, nombre del analista y fecha. En la siguiente tabla que se presenta en este informe vienen los datos por mezcla de costos de la construcción inicial, costo de barreras contra la corrosión por metro, costos de reparaciones por metro y el costo por ciclo de vida de servicio. Este último es el valor más importante que nos brinda el software ya que nos indica cuánto cuesta mantener en óptimas condiciones de seguridad, funcionalidad y estética a la estructura por un cierto periodo de vida útil.

Finalmente en el reporte se muestra de manera gráfica los resultados de costos. En el primer grafico (superior izquierda) se presenta el costo por ciclo de vida útil de cada mezcla evaluada. El segundo (superior derecha) muestra los costos por alternativa a lo largo del tiempo, es decir muestra el costo inicial de la estructura en el año cero, el costo de la primera reparación al final de la vida útil calculada y los costos de las reparaciones futuras cada periodo de tiempo establecido durante el tiempo que se desee mantener la estructura en óptimas condiciones. En el tercer y cuarto gráfico (parte inferior) se presentan los costos acumulados a lo largo del periodo de vida de servicio de la estructura, es decir la suma del costo inicial más el total de reparaciones que requiera la estructura durante este periodo. La diferencia entre estos dos gráficos es que el del lado izquierdo se presenta en Dólares constantes y el del lado izquierdo en Dólares corrientes

6.- Resultados

6.1.- Resultados de las pruebas realizadas.

En este capítulo se presentan los resultados físicos de las pruebas que se realizaron tanto a las estructuras como las que se realizaron en laboratorio a los especímenes que se extrajeron. Esto como parte de la inspección que se realizó previo a este trabajo [56], producto de la cual se obtuvieron los datos necesarios para poder predecir su vida útil, lo cual se presentará a detalle en el apartado “6.2”.

En las tablas 6.1, 6.2, 6.3 y 6.4 se presentan las claves de los especímenes que se extrajeron en cada muelle de los puertos en estudio y además se muestra la relación de pruebas que se le realizó a cada uno de estos, para una fácil interpretación visual, se usaron colores para identificar los especímenes que corresponden a cada muelle, teniendo para el “Puerto 1” el muelle de contenedores que está conformado por 4 secciones, para el “Puerto 2” se tiene la banda Este y la Ampliación, para el “Puerto 3” se tiene el muelle G y el muelle T y finalmente en el “Puerto 4” se tienen 6 muelles los cuales según el orden en que aparecen en la tabla 6.4 son: la banda C, la banda B, la banda A, el muelle 14, el muelle 13 y el muelle 15.

47Tabla. 6.1. Clasificación de especímenes por prueba realizada “Puerto 1”

		Extracciones	Potenciales	Potenciales	Porosidad	Absorción	Carbonatación	Resistividad	Vel. Pulso	C. Cloruros	Compresión	T. Indirecta
pilotes	Sección 1	3B1E	7B1N	28B1N	1D7W	3B1E	4´C1E	1D7W	1D7W	4´C1E	1D7W	4´C1E
		2B2S	7B1O	28B1O	2B2S	7´C2E	7´C2E	2B2S	2B2S	7´C2E	2B2S	7´C2E
		1D7W	7B2S	28B2S	4C4N	19B2S	3B1E	4C4N	4C4N	3B1E	4C4N	3B1E
		4C4N	7B2E	28B2E	22D6E	22D6E	14B1W	22D6E	22D6E	14B1W	22D6E	14B1W
		4´C1E	7C3O	28C3O	19E8E	23´C1E	41C3W	19E8E	19E8E	41C3W	19E8E	41C3W
		7´C2E	7C3N	28C3N	13B1W	41C3W		13B1W	13B1W		13B1W	
	Sección 2	13B1W	7C4E	28C4E	21B1W			21B1W	21B1W		21B1W	
		14B1W	7C4S	28C4S								
		19B2S	7D5O	28D5O								
		21B1W	7D5N	28D5N								
		22D6E	7D6S	28D6S								
		22D6E	7D6E	28D6E								

	Sección 3	19E8E	7E7O	28E7O								
		23' C1E	7E7N	28E7N								
	Sección 4	41C3W	7E8S	28E8S								
		41C3W	7E8E	28E8E								
			7F9S	28F9S								
			7F9E	28F9E								
			7F10N	28F10N								
			15B1N	41B1N								
			15B1O	41B1O								
			15B2S	41B2S								
			15B2E	41B2E								
			15C3O	41C3O								
			15C3N	41C3N								
			C4E	41C4E								
			15C4S	41C4S								
			15D5O	41D5O								
			15D5N	41D5N								
			15D6S	41D6S								
			15D6E	41D6E								
			15E7O	41E7O								
			15E7N	41E7N								
			715E8S	41E8S								
			15E8E	41E8E								
			15F9N	41F9O								
			15F9O	41F9N								

	15F10E	41F10S								
	15F10S									

48Tabla. 6.2. Clasificación de especímenes por prueba realizada “Puerto 2”

	Extracciones	Potenciales	Porosidad	Absorción	Carbonatación	Resistividad	Vel. Pulso	C. Cloruros	Compresión	T. Indirecta
Pilas	W41	eje 113	11N1	49S5	31E1	11N1	11N1	11E1	11N1	31E1
	11E1	eje 114	97N2	49S5	97N2	97N2	97N2	31E1	97N2	97N2
	11N1	eje 115	97N2	49S5	97N2	97N2	97N2	97N2	97N2	97N2
	31E1	eje 11	97N2	24N16	49S5	97N2	97N2	97N2	97N2	49S5
Pilotes	97N2	eje 13	49S5		11E1	49S5	49S5	49S5	49S5	11E1
	97N2	eje 12	49S5		30N14	49S5	49S5	30N14	49S5	30N14
	97N2	eje 22	49S5			49S5	49S5		49S5	
	49S5	eje 7	24N16			24N16	24N16		24N16	
	49S5	eje 16	24N16			24N16	24N16		24N16	
	49S5		24N16			24N16	24N16		24N16	
	30N14		30N14			30N14	30N14		30N14	
	30N14		30N14			30N14	30N14		30N14	
	24N16									
	24N16									
	24N16									

49Tabla. 6.3. Clasificación de especímenes por prueba realizada “Puerto 3”

		Extracciones	Potenciales	Potenciales	Porosidad	Absorción	Carbonatación	Resistividad	Vel. Pulso	C. Cloruros	Compresión	T. Indirecta	
Pilas	Muelle de G	E6D	W43D	W15G	S4D	E6D	E6D	S4D	S4D	E6D	S4D	E6D	
		S4D	S43D	N15G	S4D	E6D	S4D	S4D	S4D	S4D	S4D	S4D	S4D
		S4D	N43D	S59A	S4D	W41B	S4D	S4D	S4D	S4D	S4D	S4D	S4D
		S4D	E43D	E59A	E6D	N52C	N52C	E6D	E6D	N52C	E6D	N52C	N52C
		E6D	W43C	N59A	E6D	N52C	W7A	E6D	E6D	W7A	E6D	W7A	W7A
		E6D	S43C	N59B	W41B	N33C	N38D	W41B	W41B	N38D	W41B	N38D	N38D
		W41B	E43C	E59B	N52C	N33C	E51A	N52C	N52C	E51A	N52C	E51A	E51A
		N52C	N43C	W59B	N52C	W38D	N123D	N52C	N52C	N123D	N52C	N123D	N123D
		N52C	W43B	S59B	W7A	W44D		W7A	W7A	N123D	W7A		
		N52C	S43B	N59C	N33C	N92B		N33C	N33C		N33C		
		W7A	E43B	W59C	W38D		W38D	W38D		W38D			
		W7A	N43B	N58E	N38D		N38D	N38D		N38D			
		N33C	W44D	N58A	W44D		W44D	W44D		W44D			
		N33C	S44D	W58A	W44D		W44D	W44D		W44D			
		N38D	W44C	S112A							W111A		
		W38D	E32H	E112A							W111A		
		N38D	N32H	N112A							N123D		
		W44D	W32H	W112A							N105D		
		W44D	S32H	N112B									
		E51A	N15A	W112B									
	N92B	E15A	S112B										
	W111A	S15A	N111C										
	W111A	W15A	W111C										
	N123D	W15B	S111C										
	Muelle T												

	N123D	S15B	E111C
	N105D	E15B	N110D
		N15B	E110D
		W15C	W110D
		N15C	S110D
		W15D	S110E
		S15D	N110E
		E15D	W110E
		N15D	W109F
		W15E'	N109F
		S15E'	S109F
		E15E'	E109G
		N15E'	S109G
		N15F	W109G
		E15F	N109G
		S15G	

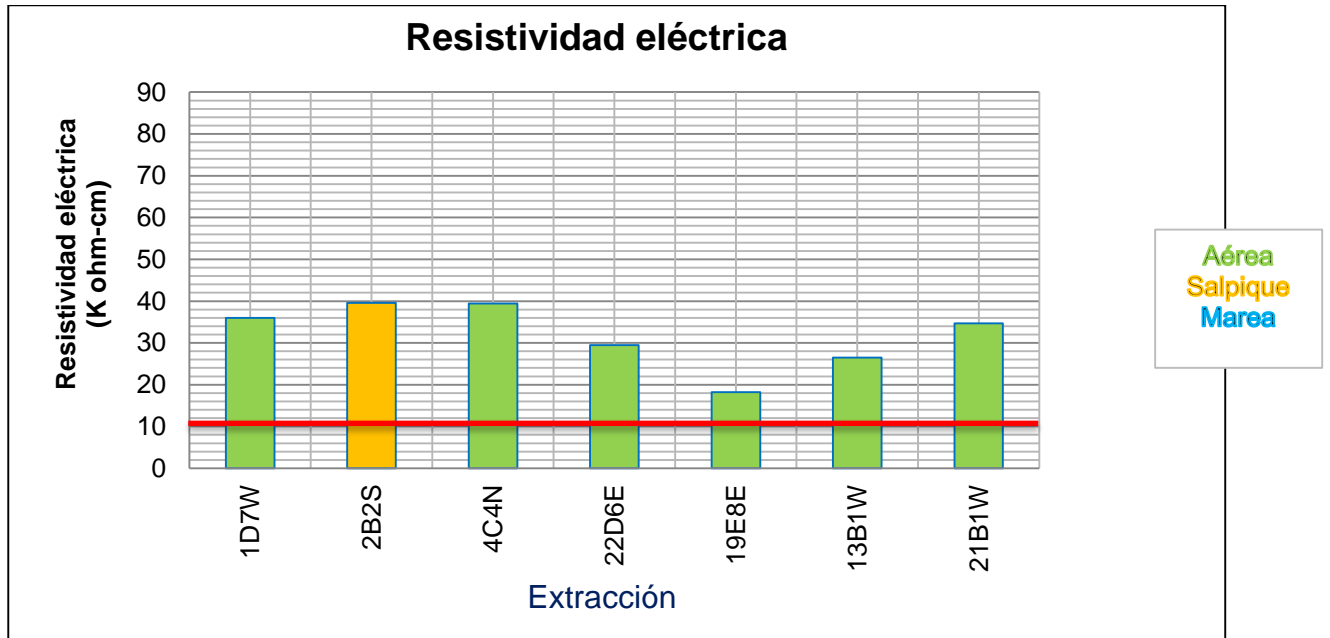
50Tabla. 6.4. Clasificación de especímenes por prueba realizada “Puerto 4”

			Extracciones	Potenciales	Potenciales	Porosidad	Absorción	Carbonatación	Resistividad	Vel. Pulso	C. Cloruros	Compresión	T. Indirecta		
Pilotes	Banda "C"	VIII	14S8	10W9	C1N1	14S8	14S8	14S8	14S8	14S8	14S8	14S8	14S8 - m		
			14S8	10S9	D1W1	53N8	14S8	53N8	53N8	53N8	53N8	53N8	53N8	53N8	
			53N8	10E9	D1S1	53N8	53N8	45S10	53N8	53N8	45S10	53N8	45S10	45S10	
			53N8	10N9	D1E1	45S10	45S10	61W12	45S10	45S10	61W12	45S10	61W12	61W12	
		X	45S10	11E9	D1N1	45S10	86W11	51E13	45S10	45S10	51E13	45S10	51E13	51E13	
			45S10	12W9	D2S1	86W11	61W12	52W15	86W11	86W11	52W15	86W11	52W15	86W11	52W15
		XI	86W11	12S9	D2E1	86W11	51E13	50W16	86W11	86W11	50W16	86W11	50W16	86W11	50W16
			86W11	12E9	D2N1	61W12	50W16	50W16	61W12	61W12	50W16	61W12	50W16	61W12	50W16
		XII	61W12	13W9	E1W1	61W12	50W16	12W17	61W12	61W12	12W17	61W12	12W17	61W12	12W17
			61W12	13S9	E1S1	51E13	12W17	12W17	51E13	51E13	12W17	51E13	12W17	51E13	12W17
		XIII	51E13	14W9	E1E1	51E13	45S15	45S15	51E13	51E13	45S15	51E13	45S15	51E13	45S15
			51E13	14S9	E1N1	26N14	68W19	68W19	26N14	26N14	68W19	26N14	68W19	26N14	68W19
		XIV	26N14	15E9	E2W1	26N14	mod 20		26N14	26N14	MOD. 20	26N14	MOD. 20	26N14	mod 20
			26N14	16W9	E2S1	52W15	mod 20	mod 20	52W15	52W15	MOD. 20	52W15	MOD. 20	52W15	mod 20
		XV	52W15	16S9	E2E1	52W15	4N11	mod 20	52W15	52W15		52W15		52W15	4N11
			52W15	16E9	E2N1	50W16	31W9	4N11	50W16	50W16		50W16		50W16	37N10
		XVI	50W16	18W9	F1W1	12W17	42W7	37N10	12W17	12W17		12W17		12W17	31W9
			50W16	18S9	F1S1	45S15	45S6	31W9	45S15	45S15		45S15		45S15	42W7
		XVII	12W17	18E9	F1E1	45S15	40N5	42W7	45S15	45S15		45S15		45S15	45S6
			12W17	18N9	F1N1	68W19	88E4	45S6	68W19	68W19		68W19		68W19	40N5
XVIII	45S15	12S19	72BE	68W19	88E4	40N5	68W19	68W19		68W19		68W19	40N5		
	45S15	14S19	72BS	mod 20	22W3	40N5	mod 20	mod 20		mod 20		mod 20	88E4		
XIX	68W19	19W19	72CW	mod 20	D8E1	88E4	mod 20	mod 20		mod 20		mod 20	22W3		
	68W19	19E19	72CS	mod 20	C17E	22W3	mod 20	mod 20		mod 20		mod 20	D8E1		
XX	MOD 20	19N19	72CE	mod 20	D43N	D8E1	mod 20	mod 20		mod 20		mod 20	D17W1		

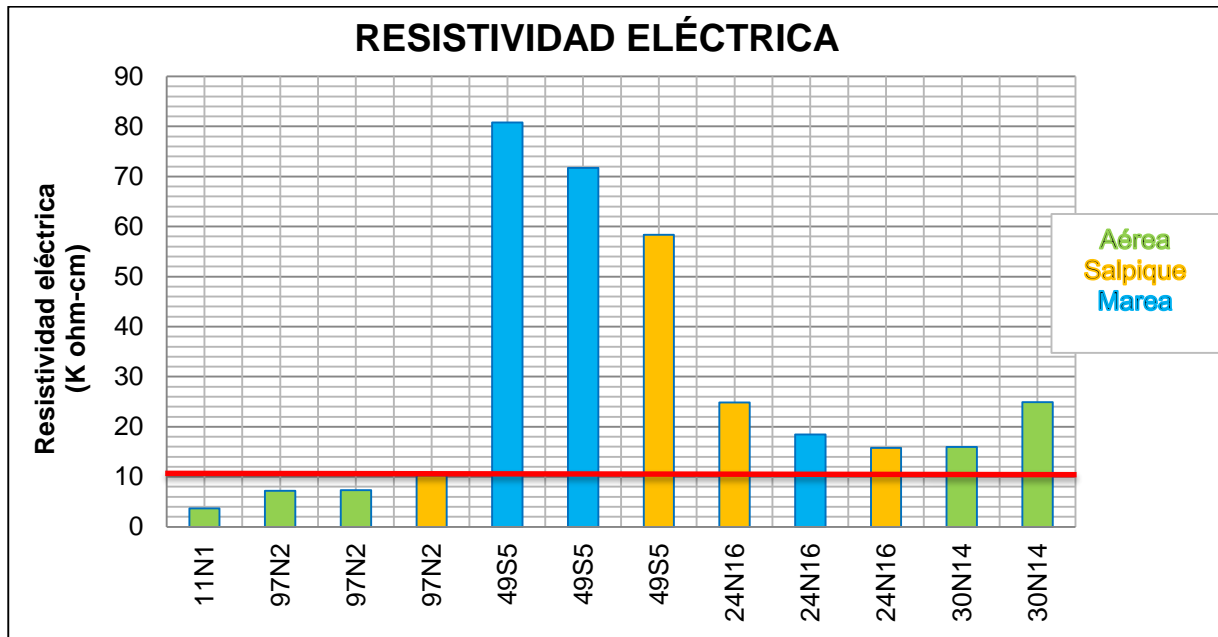
Banda "B"	XI	MOD 20	20W19	72CN	4N11	D43N	D17W1	4N11	4N11		4N11	D18E1
		MOD 20	20E19	72DW	4N11	11N13-1	D18E1	4N11	4N11		4N11	B8N
		MOD 20	20N19	72DS	37N10	12N13-1		37N10	37N10		37N10	B8N
	X	4N11	10W4	72DE	37N10	76BW	B8N	37N10	37N10		37N10	C17E
		4N11	10S4	72DN	31W9	C3S	B8N	31W9	31W9		31W9	C17E
	IX	37N10	10E4	72EW	31W9		C17E	31W9	31W9		31W9	D43N
		37N10	10N4	72EN	42W7		C17E	42W7	42W7		42W7	D43N
	VIII	31W9	11W4	72EE	45S6		D43N	45S6	45S6		45S6	11N13-1
		31W9	11S4	72BW	45S6		D43N	45S6	45S6		45S6	12N13-1
	VII	42W7	11E4	72BS	40N5		11N13-1	40N5	40N5		40N5	76BW
		42W7	11N4	72BE	88E4		12N13-1	88E4	88E4		88E4	64BW
	VI	45S6	12W4	72BN	22W3		76BW	22W3	22W3		22W3	64BW
		45S6	12S4		22W3		64BW	22W3	22W3		22W3	C3S
	V	40N5	12E4		81W1		64BW	81W1	81W1		81W1	
		40N5	12N4		81W1		C3S	81W1	81W1		81W1	
	IV	88E4	13W4		D8E1			D8E1	D8E1		D8E1	
		88E4	13S4		D8E1			D8E1	D8E1		D8E1	
	III	22W3	13E4		B7W1			B7W1	B7W1		B7W1	
		22W3	13N4		D17W1			D17W1	D17W1		D17W1	
	II	81W1	14W4		D18E1			D18E1	D18E1		D18E1	
81W1		14S4		D18E1			D18E1	D18E1		D18E1		
Banda "A"		D8E1	14E4		B8N		B8N	B8N		B8N		
		D8E1	14N4		C17E		C17E	C17E		C17E		
		B7W1	15W4		C17E		C17E	C17E		C17E		
		D17W1	15S4		D43N		D43N	D43N		D43N		
		D17W1	15E4		C59W		C59W	C59W		C59W		
		D18E1	15N4		C59W		C59W	C59W		C59W		
		D18E1	16W4		11N13-1		11N13-1	11N13-1		11N13-1		

Pilas	Muelle 14 "Banda C"	B8N	16S4		11N13-1			11N13-1	11N13-1		11N13-1
		B8N	16E4		12N13-1			12N13-1	12N13-1		12N13-1
		C17E	16N4		12N13-1			12N13-1	12N13-1		12N13-1
		C17E	17E4		76BW			76BW	76BW		76BW
		D43N	17S4		76BW			76BW	76BW		76BW
		D43N	17E4		64BW			64BW	64BW		64BW
		C59W	17N4		64BW			64BW	64BW		64BW
		C59W	18W4		C3S			C3S	C3S		C3S
Pilotes	Muelle 13 "Banda C"	11N13-1	18S4		C3S			C3S	C3S		C3S
		11N13-1	18E4								
		12N13-1	18N4								
		12N13-1	B1W1								
Pilas	Muelle 15 "Banda D"	76BW	B1S1								
		76BW	B1E1								
		64BW	B1N1								
		64BW	C1W1								
		C3S	C1S1								
		C3S	C1E1								

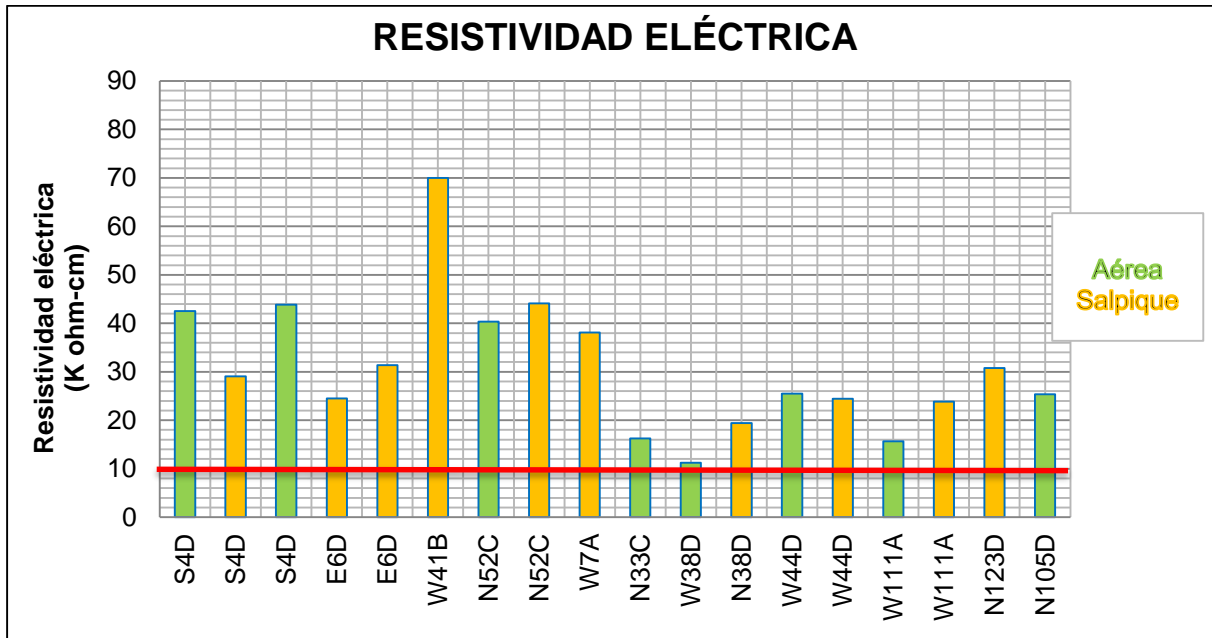
6.1.1.- Resistividad eléctrica.



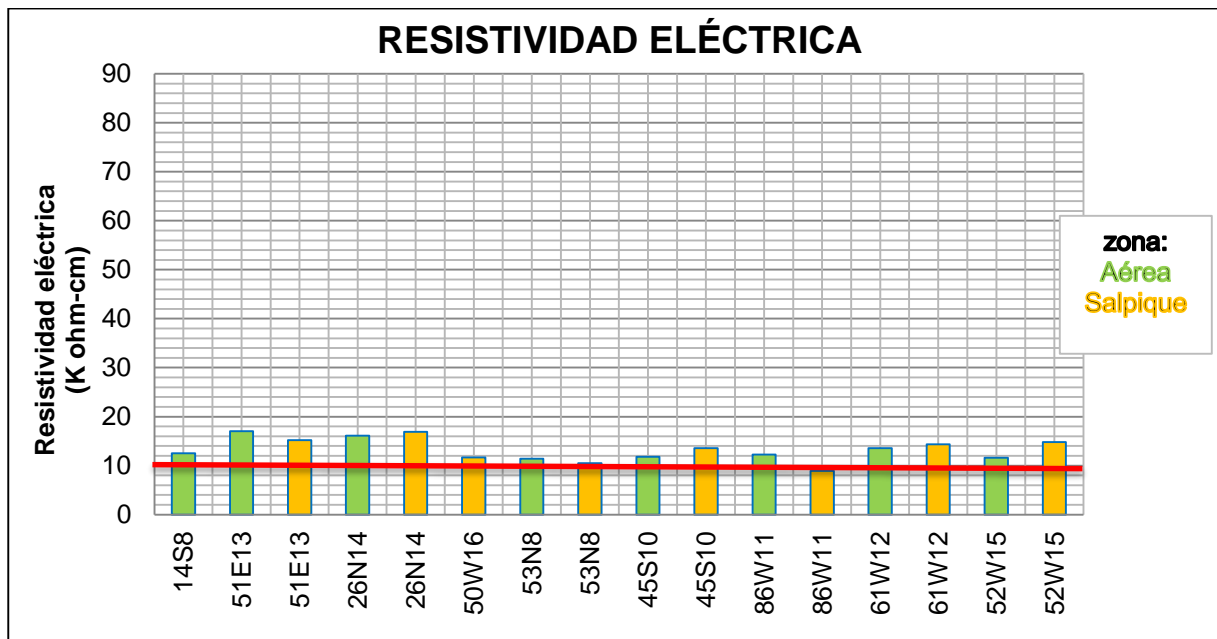
28Figura. 6.1. Resultados de resistividad para los especímenes del “Puerto 1”



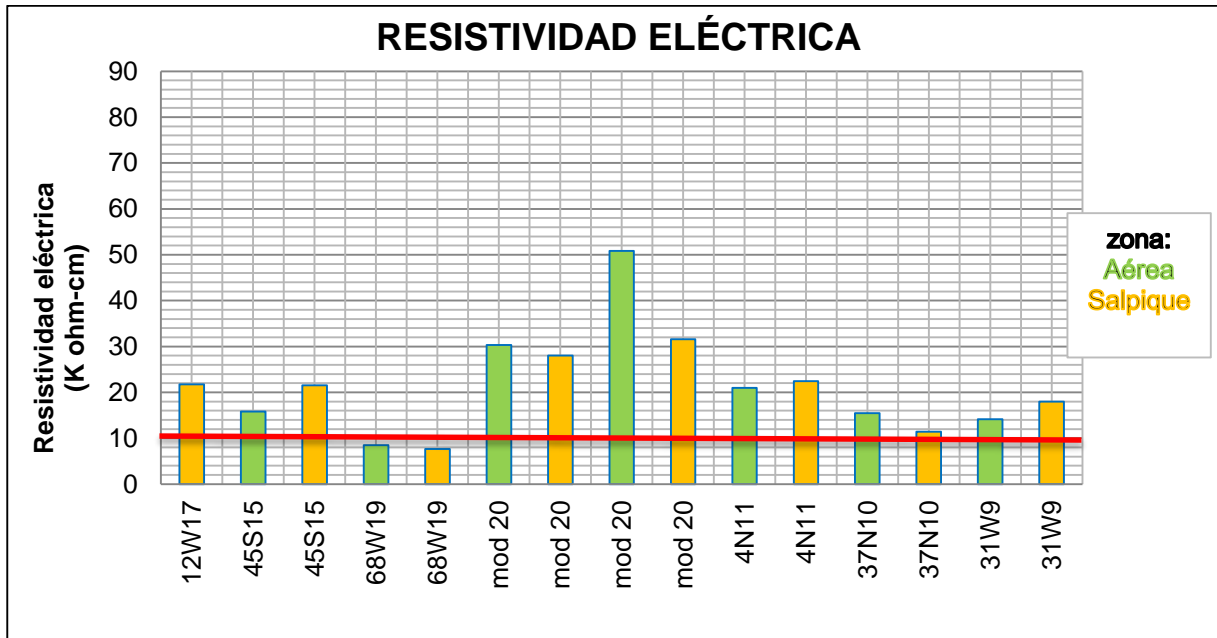
29Figura. 6.2. Resultados de resistividad para los especímenes del “Puerto 2”



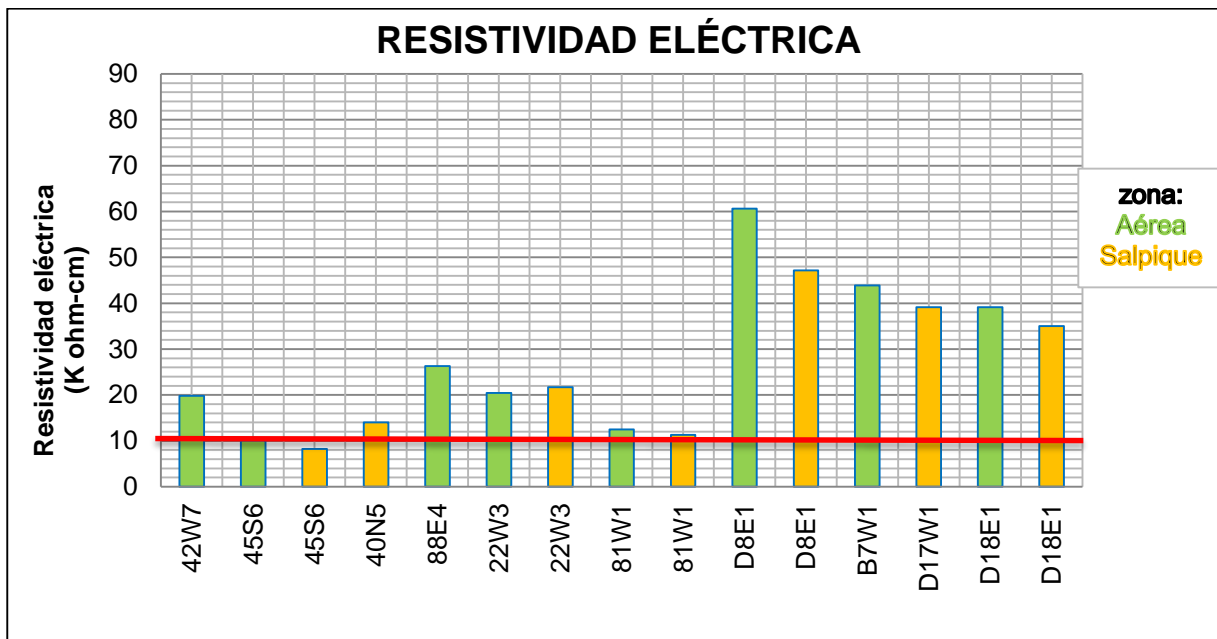
30Figura. 6.3. Resultados de resistividad para los especímenes del “Puerto 3”



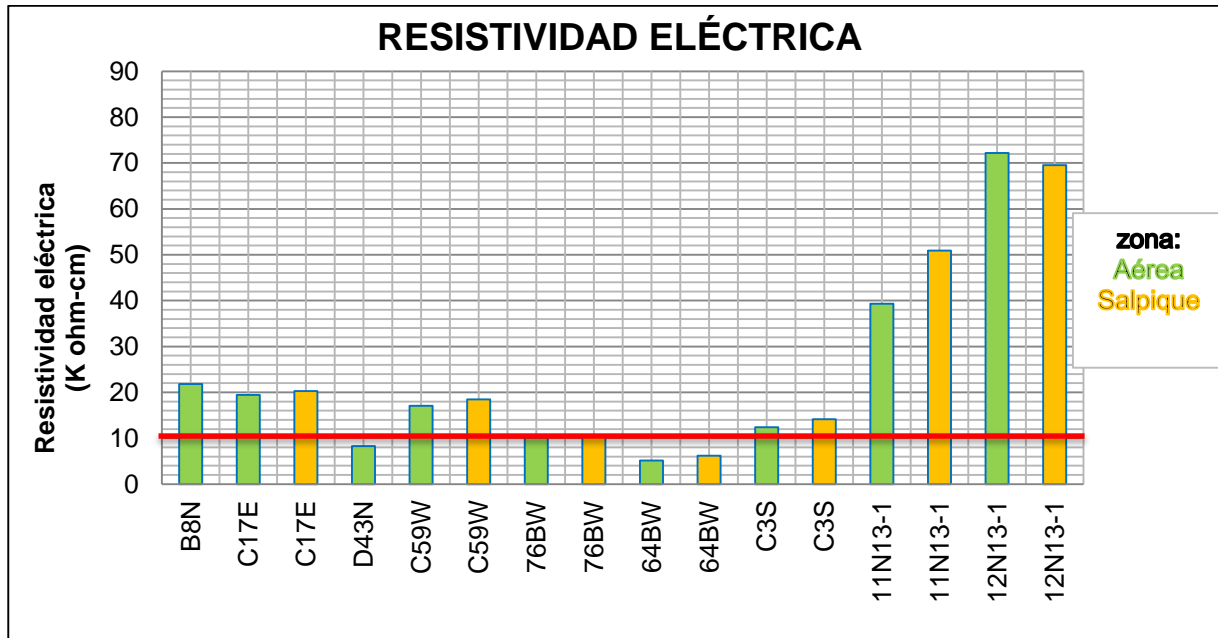
31Figura. 6.4. Resultados de resistividad para los especímenes del “Puerto 4” Parte 1



32Figura. 6.5. Resultados de resistividad para los especímenes del “Puerto 4” Parte 2

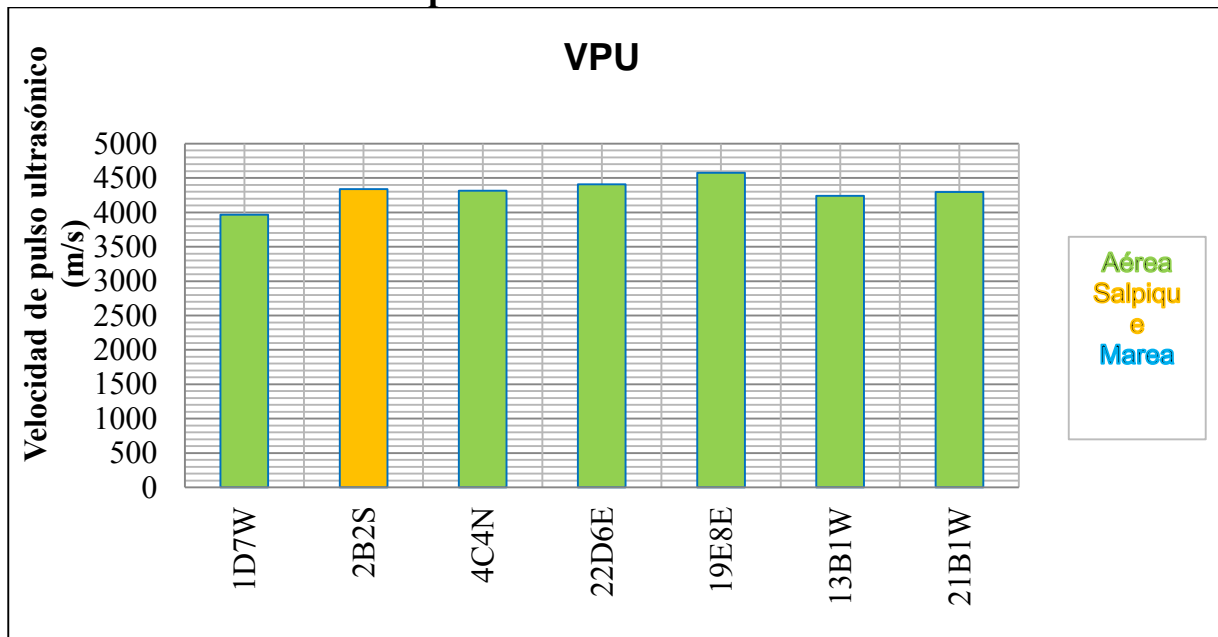


33Figura. 6.6. Resultados de resistividad para los especímenes del “Puerto 4” Parte 3

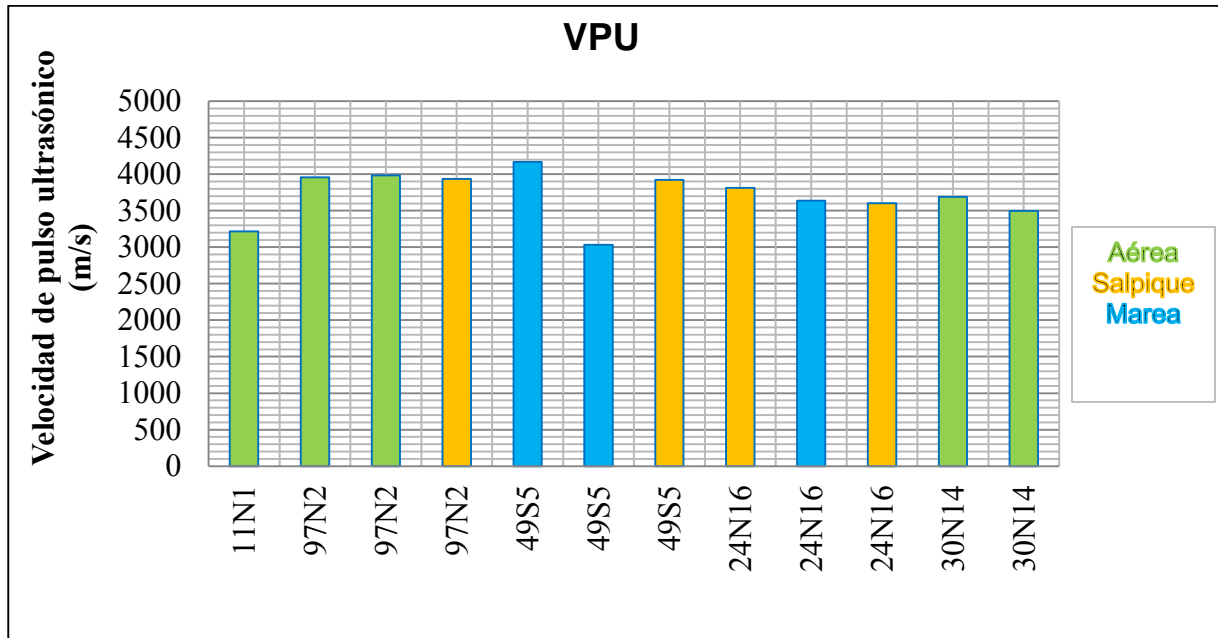


34Figura. 6.7. Resultados de resistividad para los especímenes del “Puerto 4” Parte 4

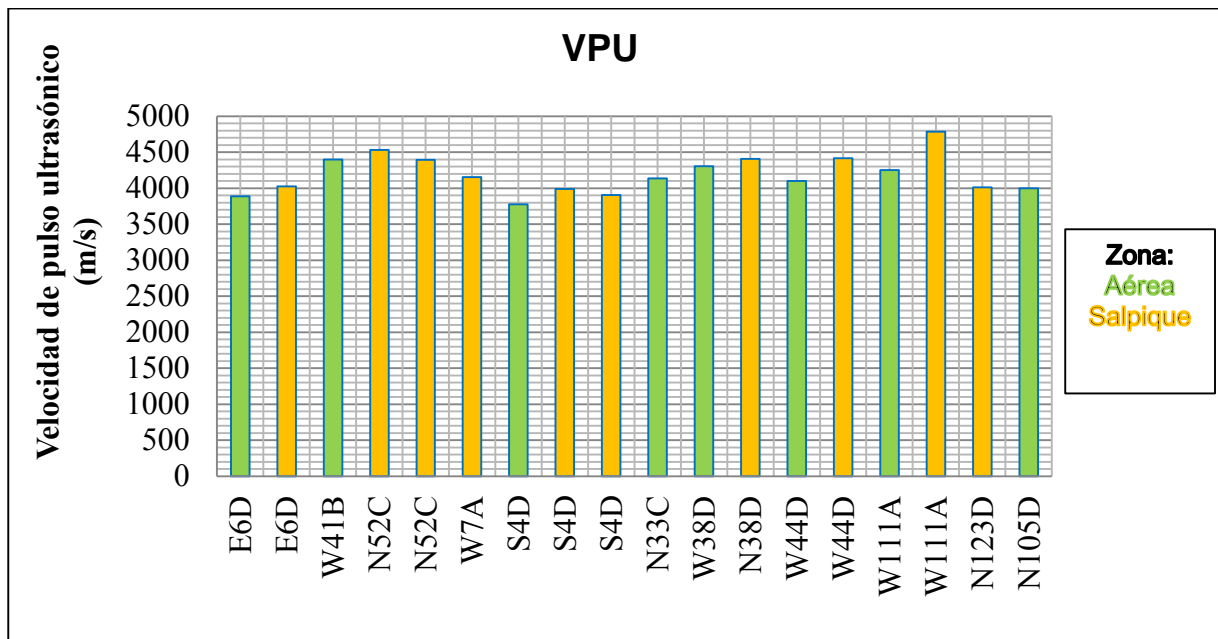
6.1.2.- Velocidad de pulso ultrasónico.



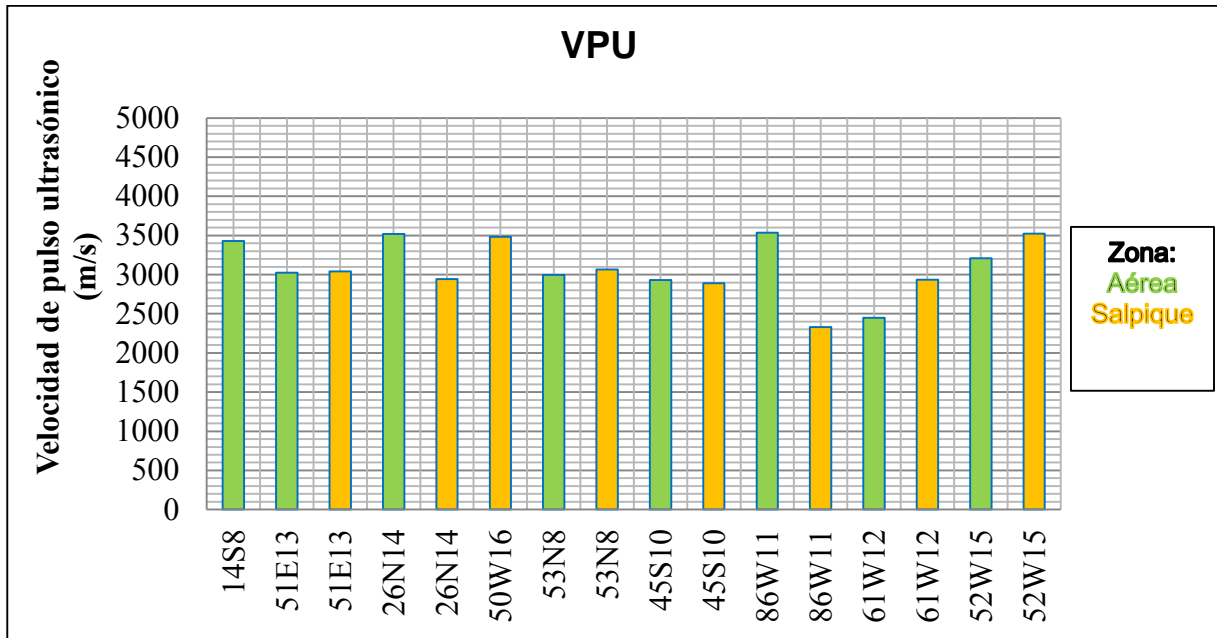
35Figura. 6.8. Resultados de Velocidad de Pulso Ultrasónico “Puerto 1”



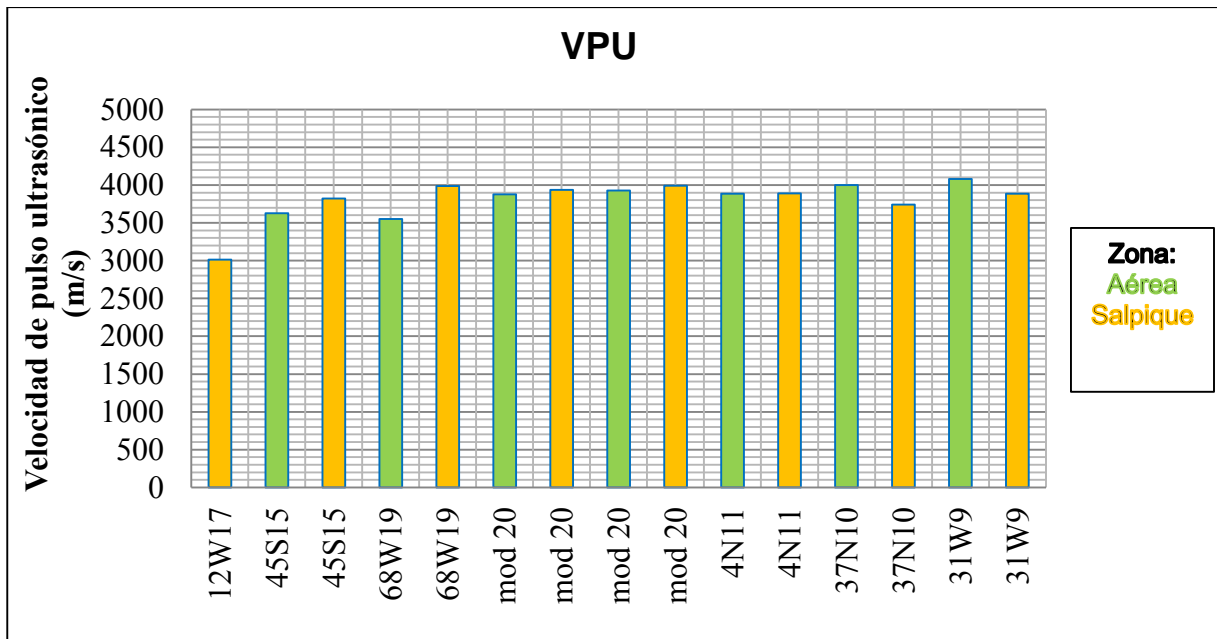
36Figura. 6.9. Resultados de Velocidad de Pulso Ultrasónico “Puerto 2”



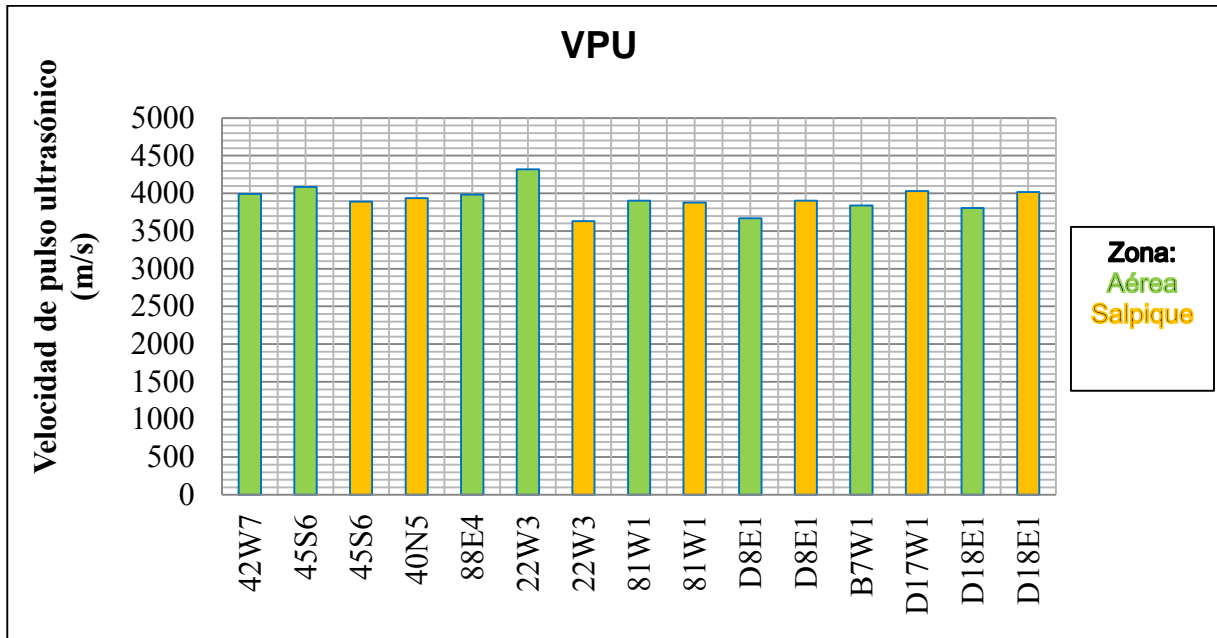
37Figura. 6.10. Resultados de Velocidad de Pulso Ultrasónico “Puerto 3”



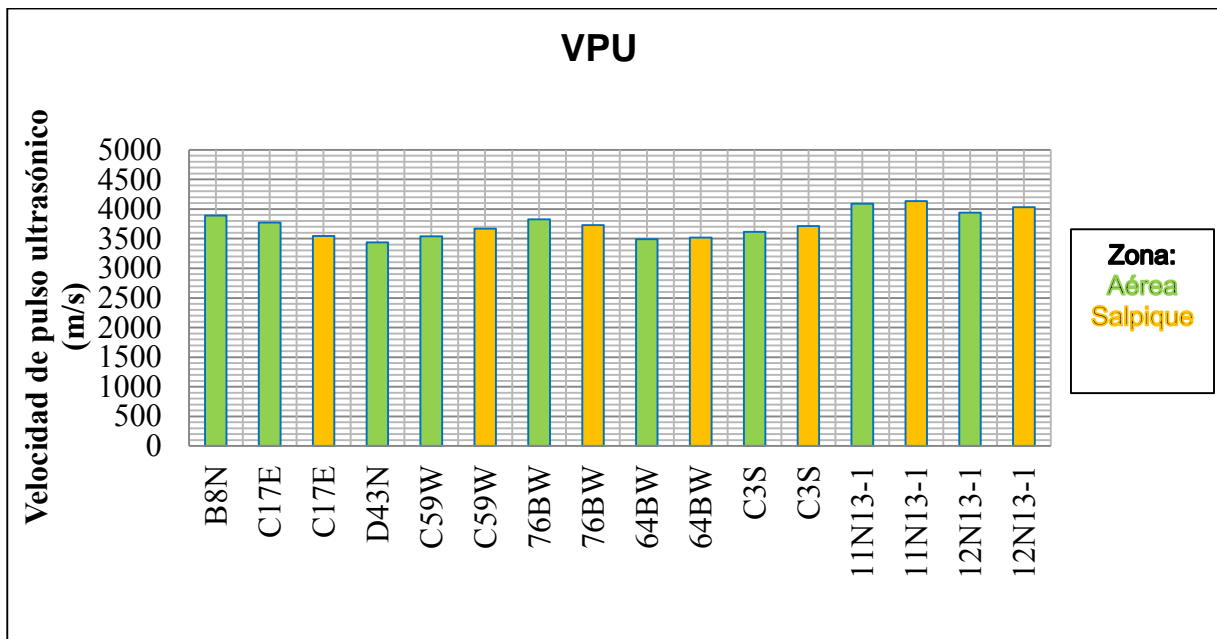
38Figura. 6.11. Resultados de Velocidad de Pulso Ultrasónico “Puerto 4” sección 1



39Figura. 6.12. Resultados de Velocidad de Pulso Ultrasónico “Puerto 4” sección 2

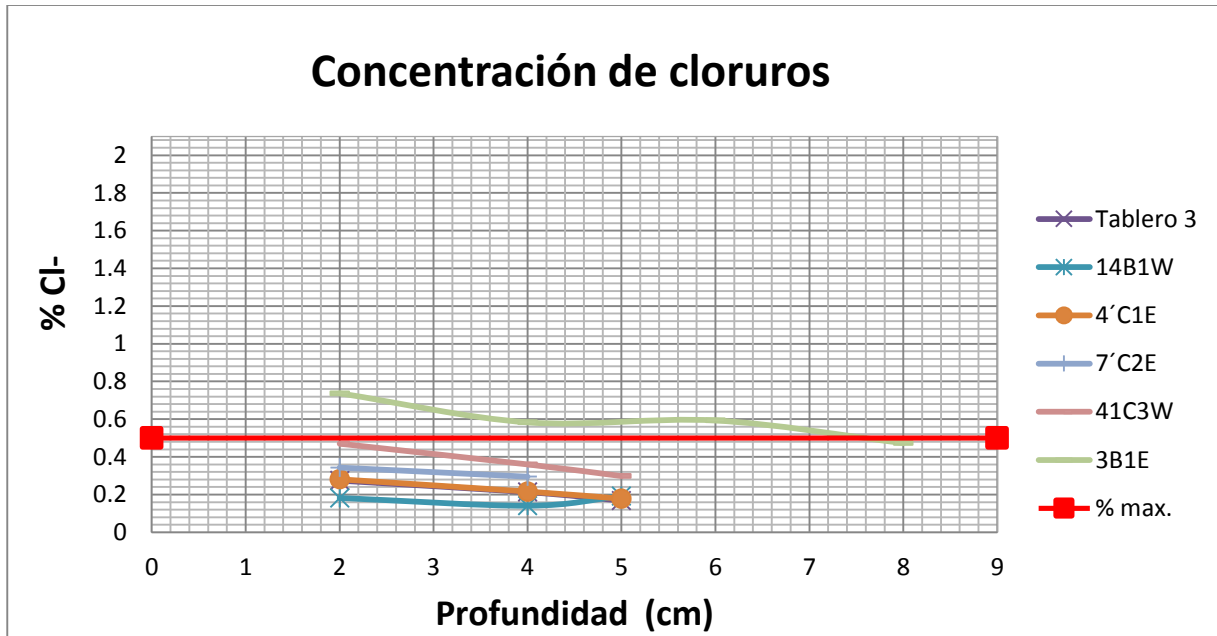


40Figura. 6.13. Resultados de Velocidad de Pulso Ultrasónico “Puerto 4” sección 3

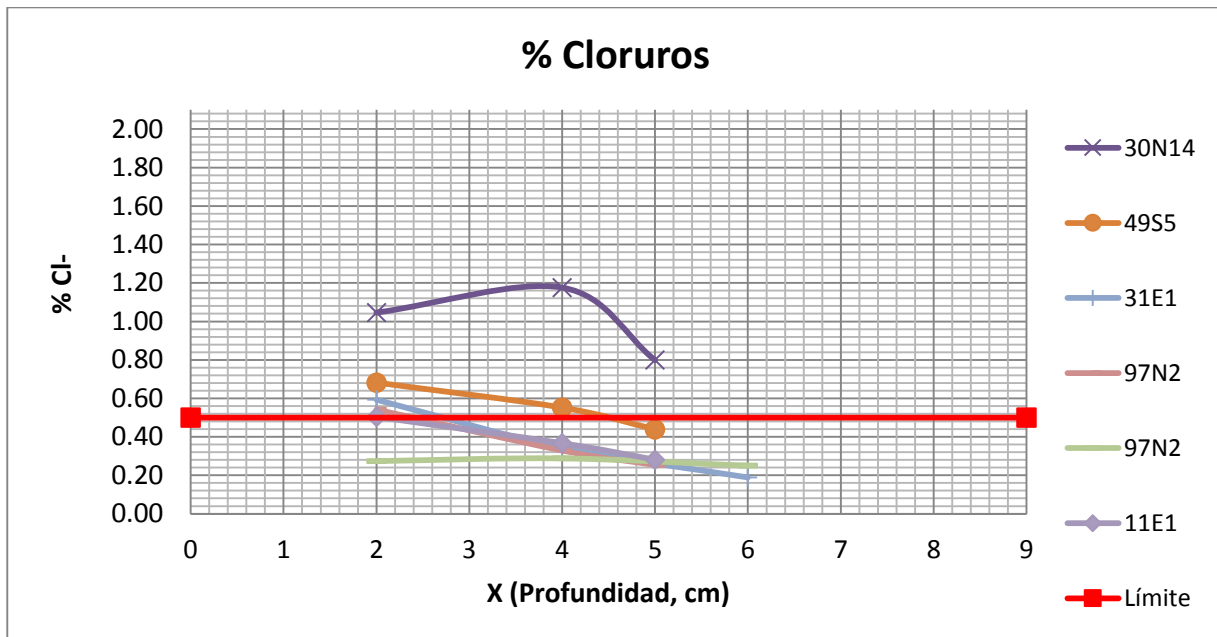


41Figura. 6.14. Resultados de Velocidad de Pulso Ultrasónico “Puerto 4” sección 4

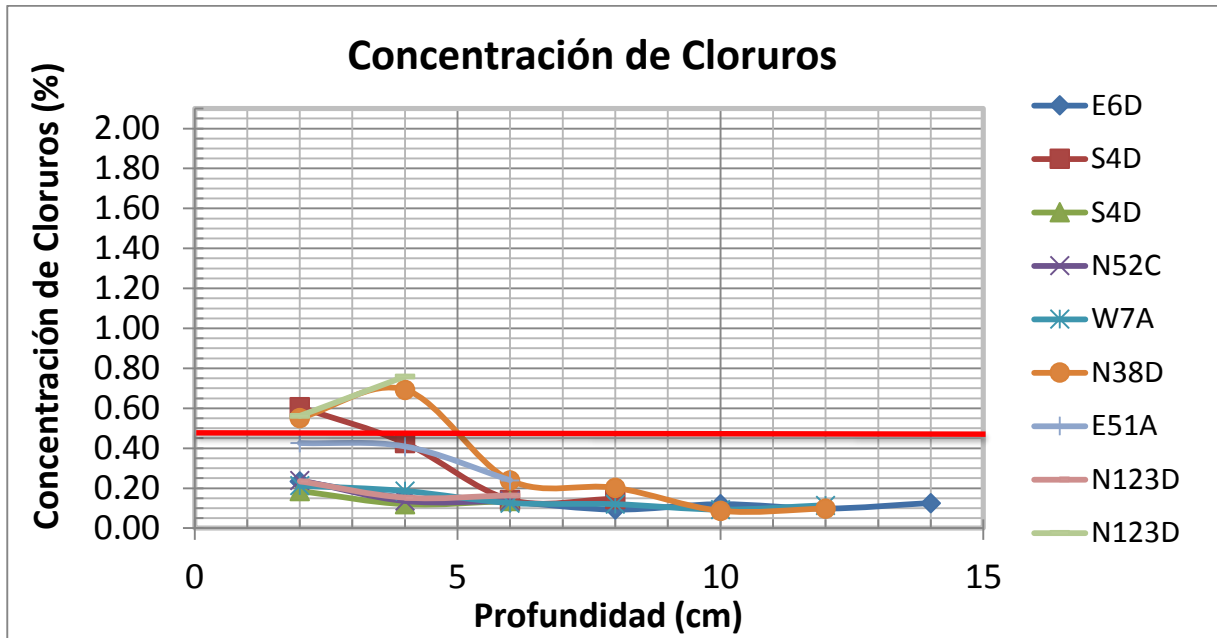
6.1.3.- Concentración de cloruros.



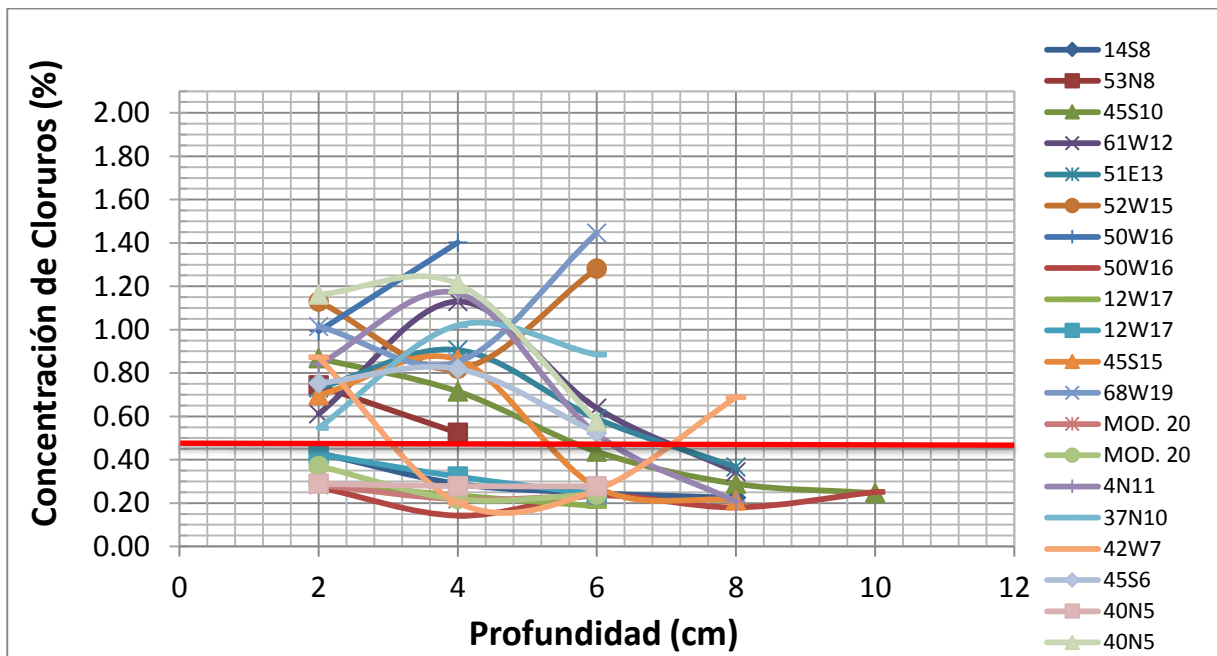
42Figura. 6.15. Resultados de Concentración de Cloruros “Puerto 1”



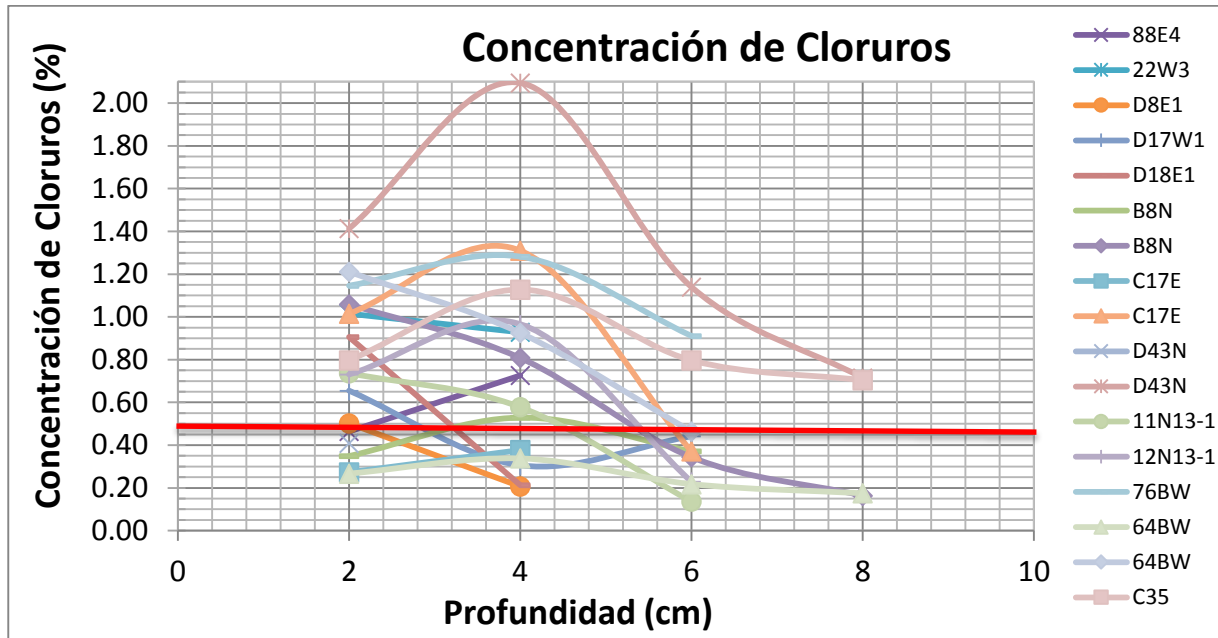
43Figura. 6.16. Resultados de Concentración de Cloruros “Puerto 2”



44Figura. 6.17. Resultados de Concentración de Cloruros “Puerto 3”

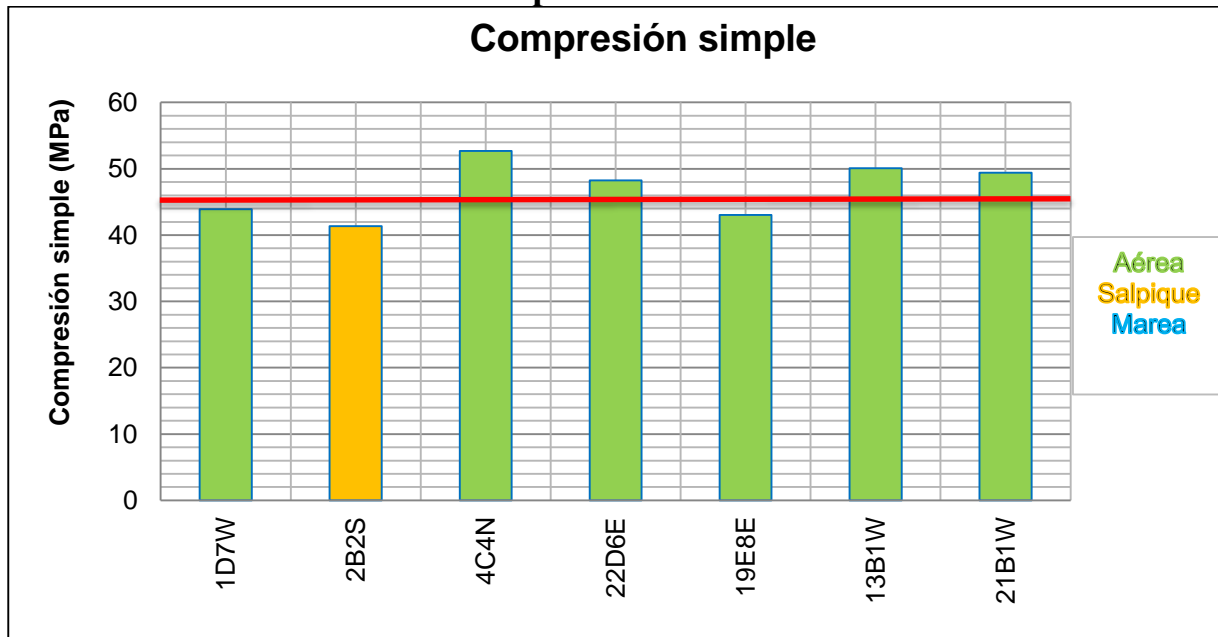


45Figura. 6.18. Resultados de Concentración de Cloruros “Puerto 4” parte 1

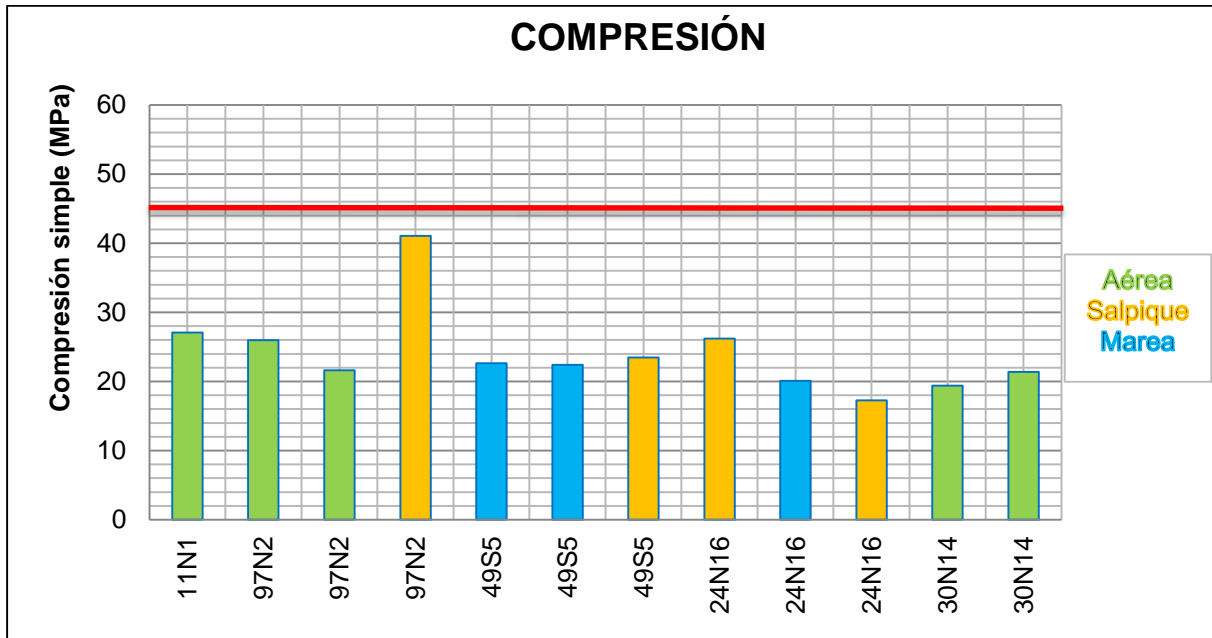


46Figura. 6.19. Resultados de Concentración de Cloruros “Puerto 4” parte 2

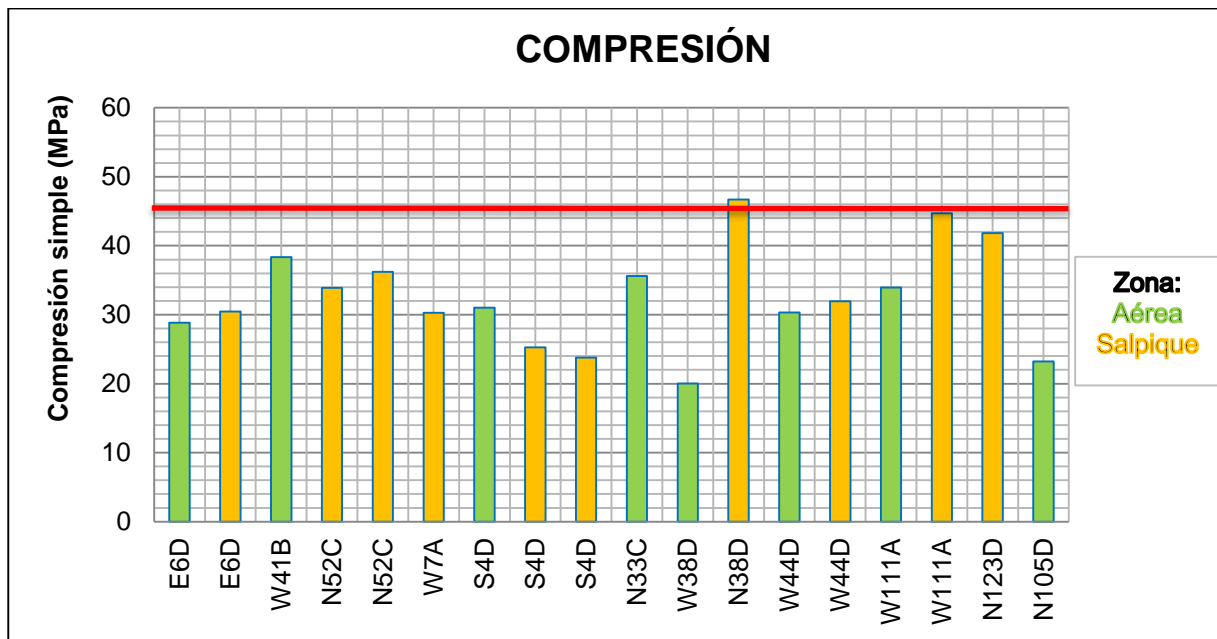
6.1.4.- Resistencia a la compresión.



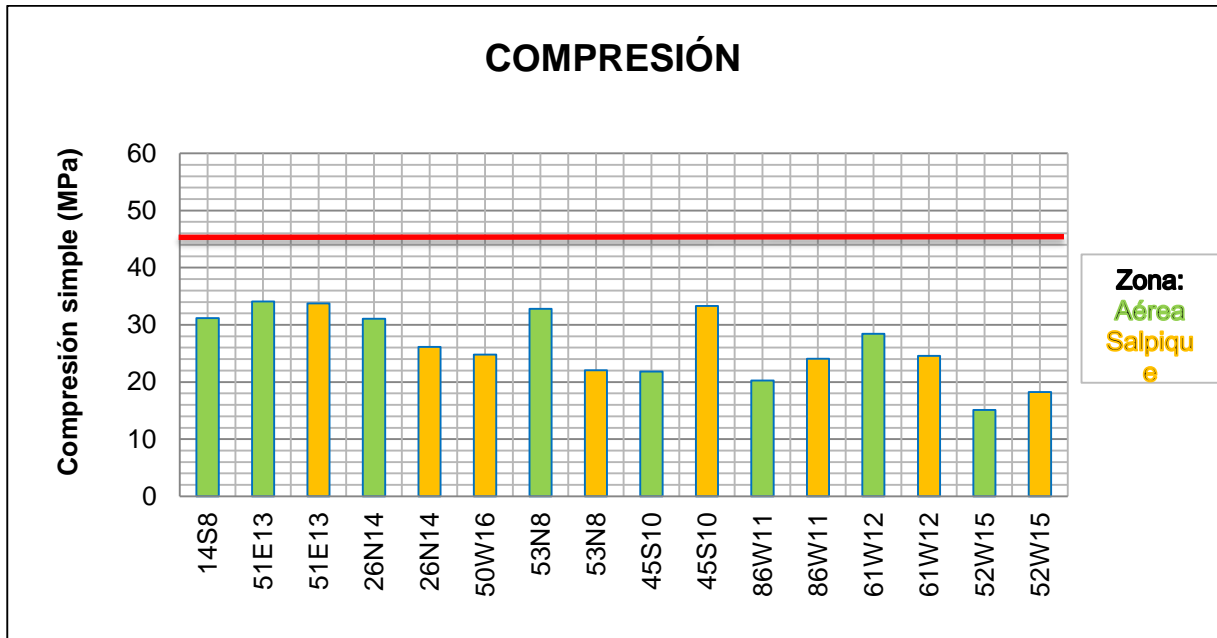
47Figura. 6.20. Resultados de Resistencia a la compresión simple “Puerto 1”



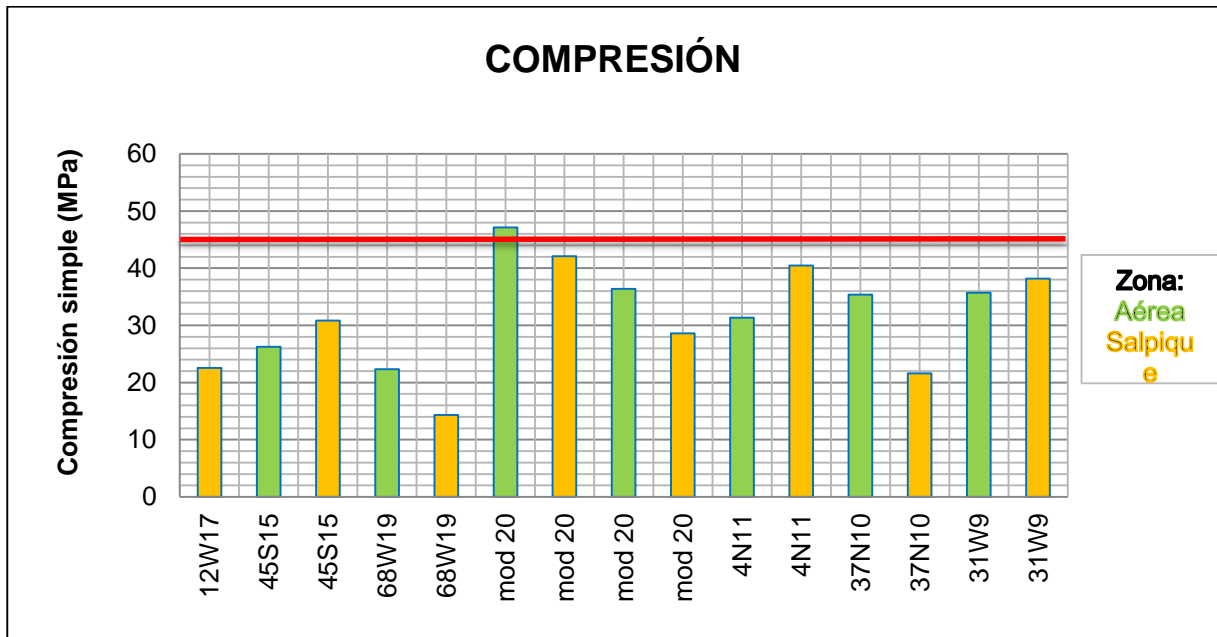
48Figura. 6.21. Resultados de Resistencia a la compresión simple “Puerto 2”



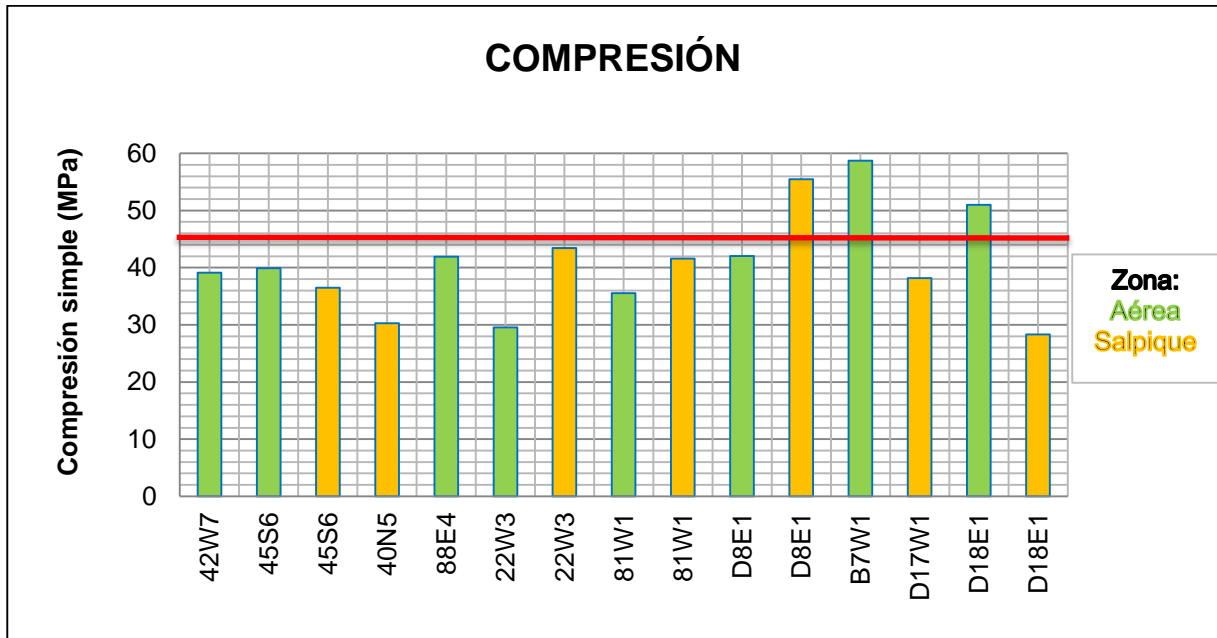
49Figura. 6.22. Resultados de Resistencia a la compresión simple “Puerto 3”



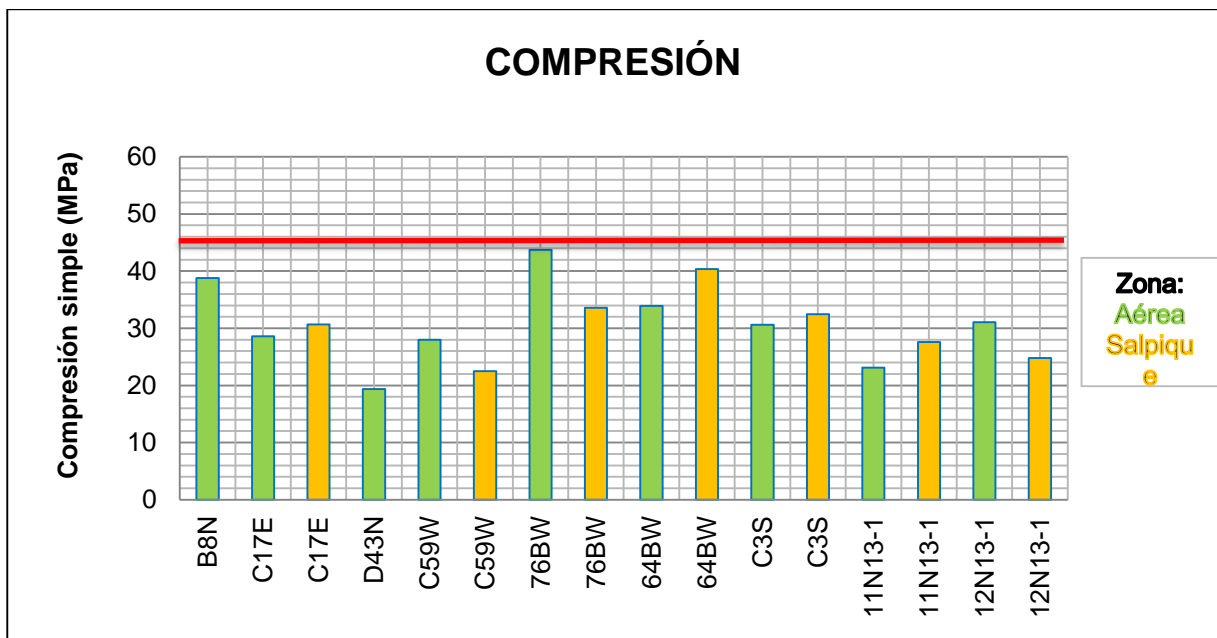
50Figura. 6.23. Resultados de Resistencia a la compresión simple “Puerto 4” parte 1



51Figura. 6.24. Resultados de Resistencia a la compresión simple “Puerto 4” parte 2

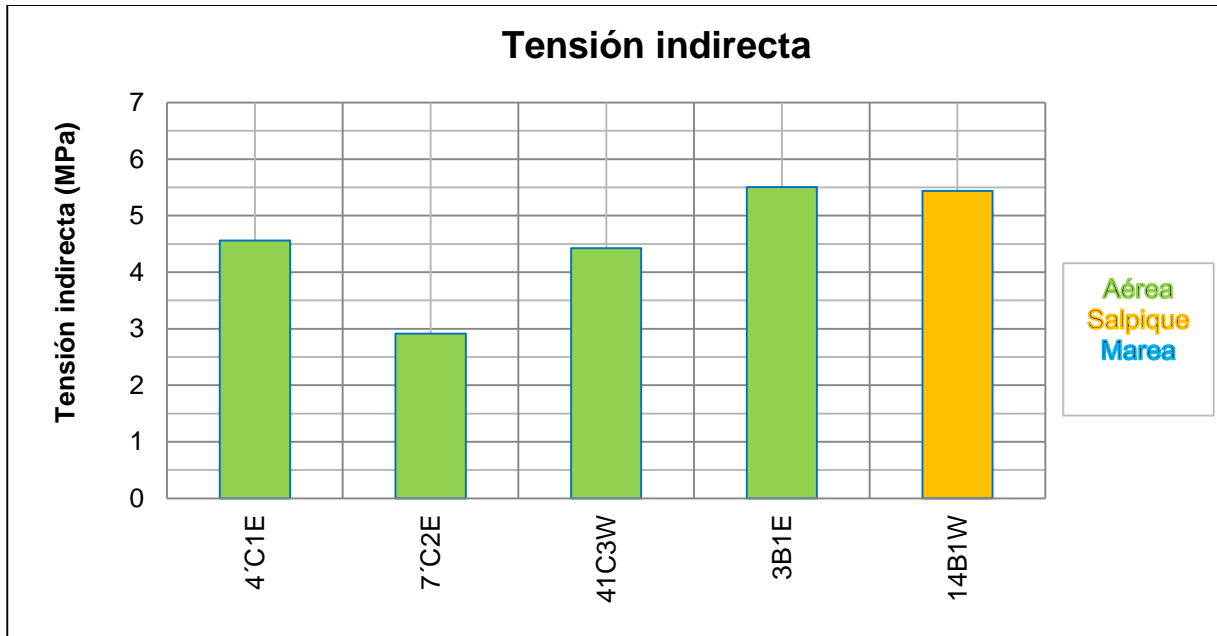


52Figura. 6.25. Resultados de Resistencia a la compresión simple “Puerto 4” parte 3

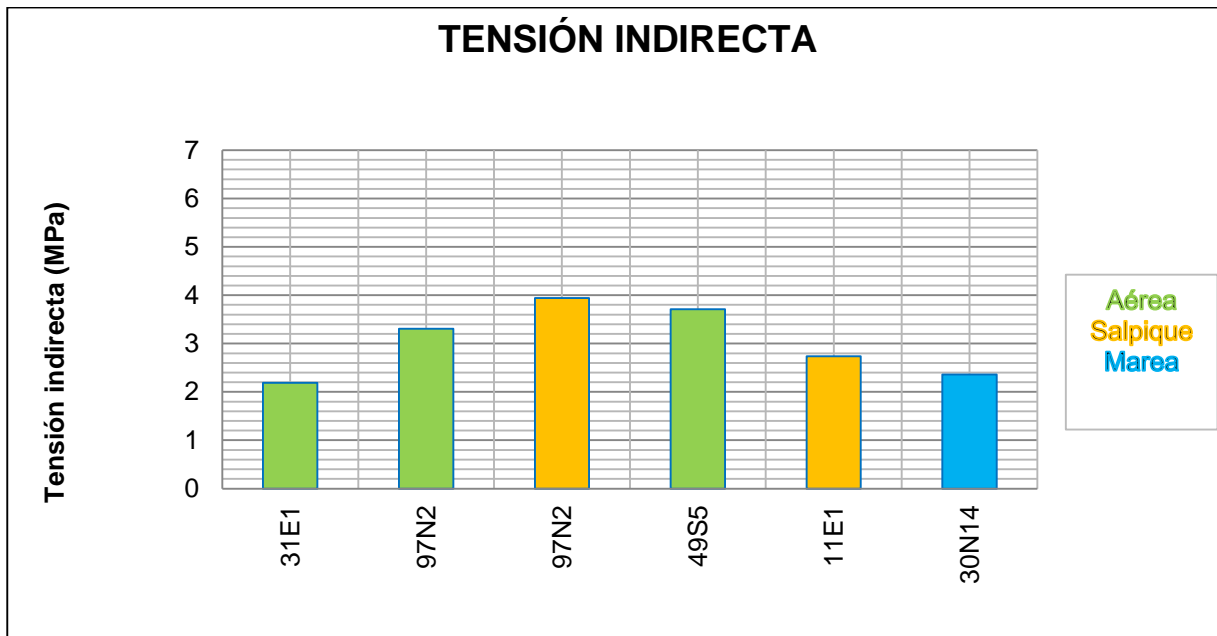


53Figura. 6.26. Resultados de Resistencia a la compresión simple “Puerto 4” parte 4

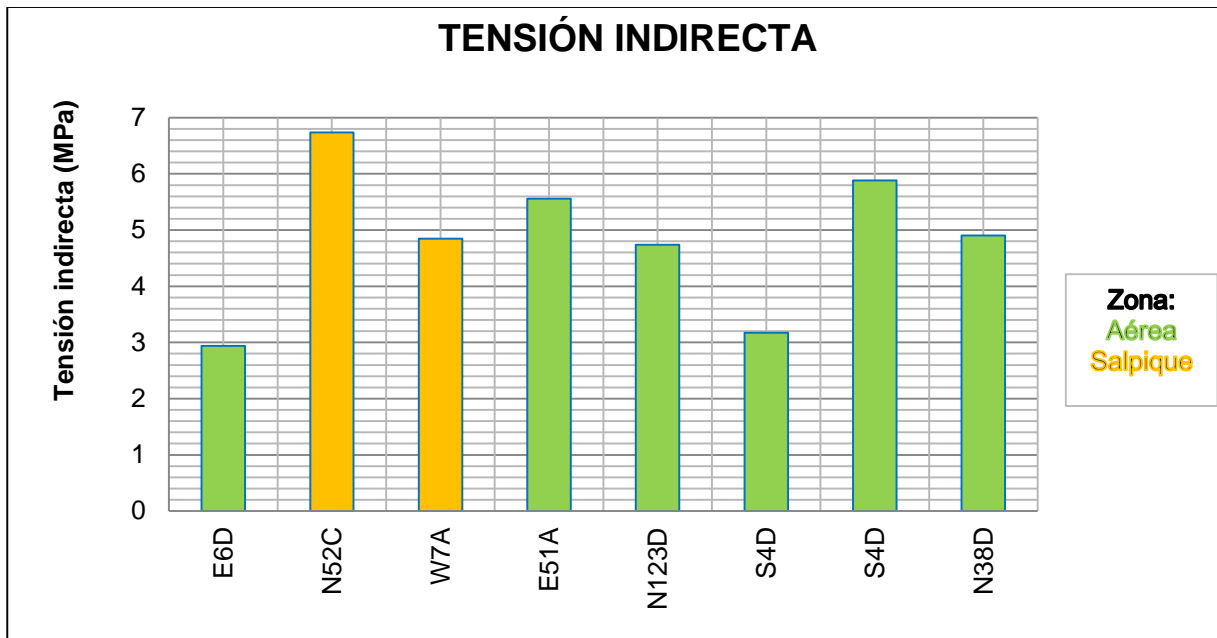
6.1.5.- Tensión indirecta.



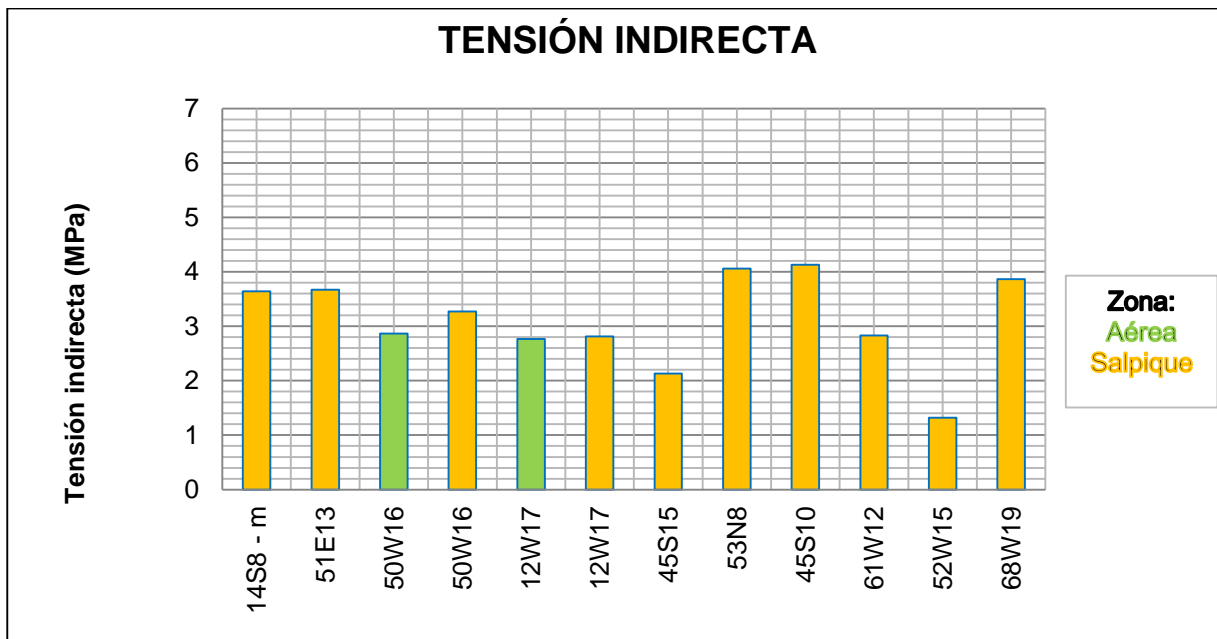
54Figura. 6.27. Resultados de Resistencia a Tensión Indirecta “Puerto 1”



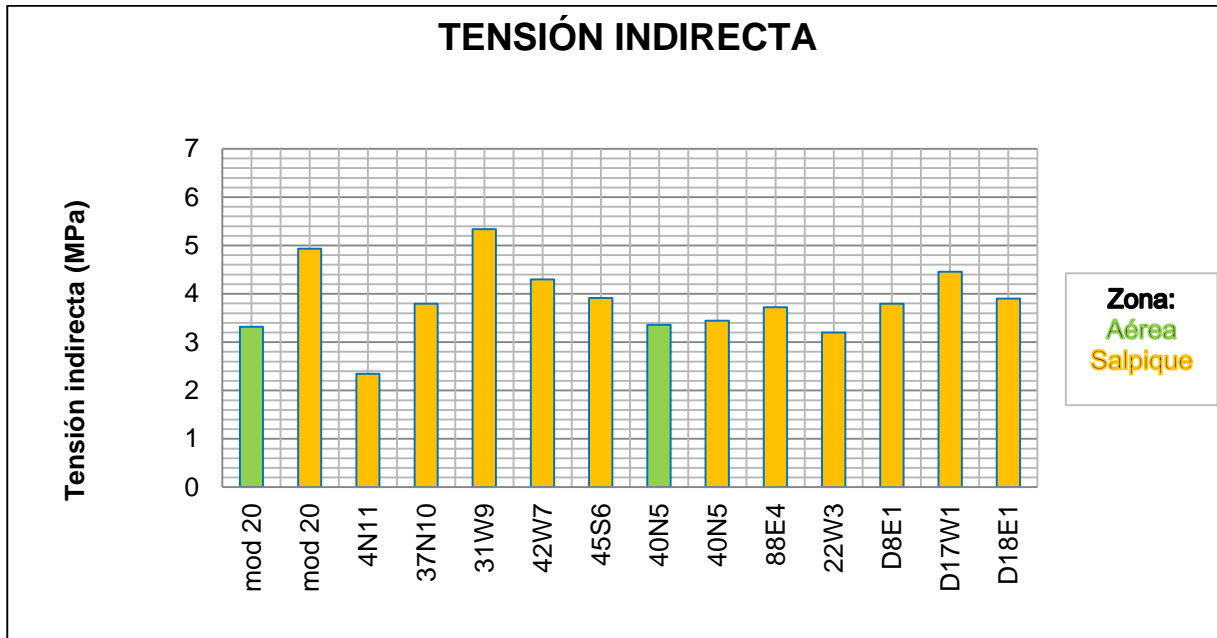
55Figura. 6.28. Resultados de Resistencia a Tensión Indirecta “Puerto 2”



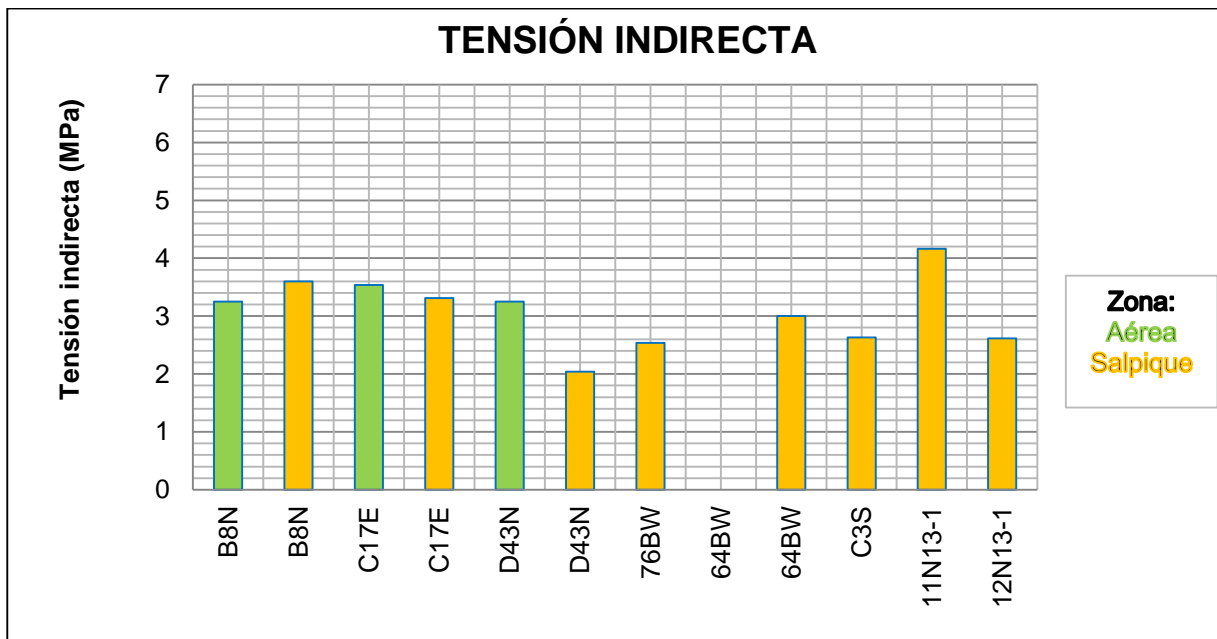
56Figura. 6.29. Resultados de Resistencia a Tensión Indirecta “Puerto 3”



57Figura. 6.30. Resultados de Resistencia a Tensión Indirecta “Puerto 4” parte 1

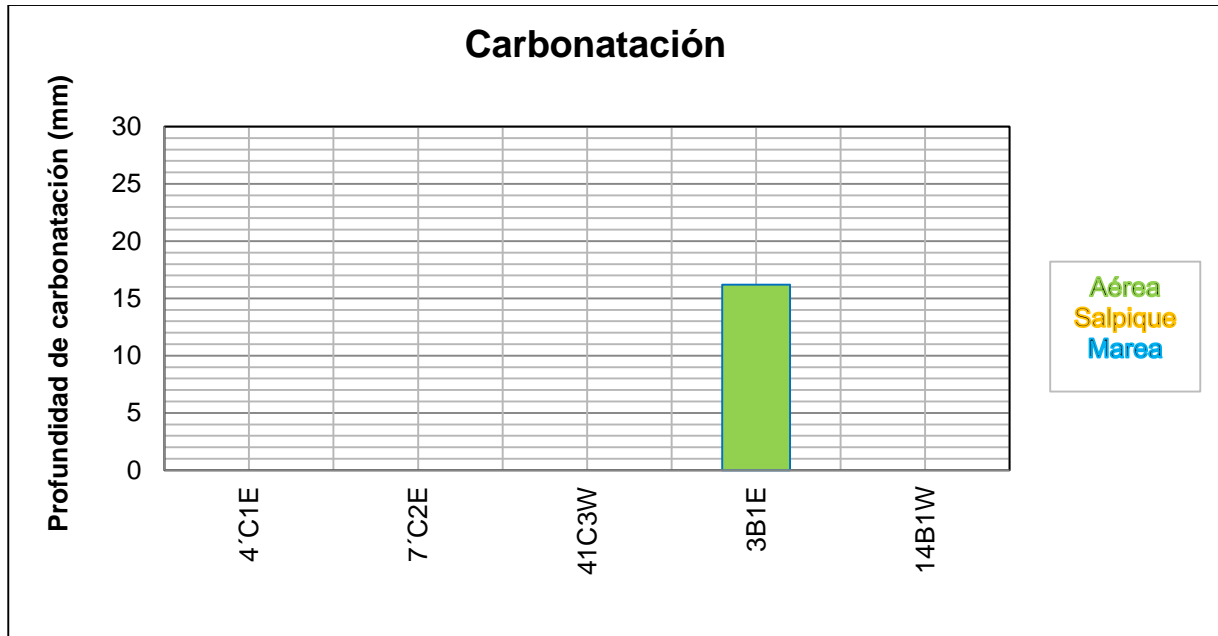


58Figura. 6.31. Resultados de Resistencia a Tensión Indirecta “Puerto 4” parte 2

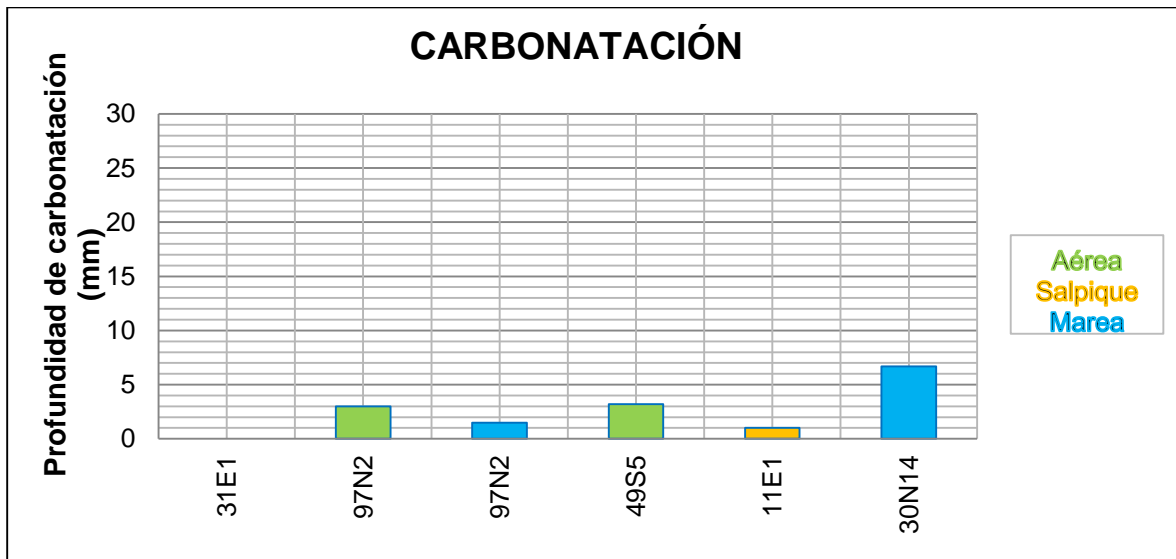


59Figura. 6.32. Resultados de Resistencia a Tensión Indirecta “Puerto 4” parte 3

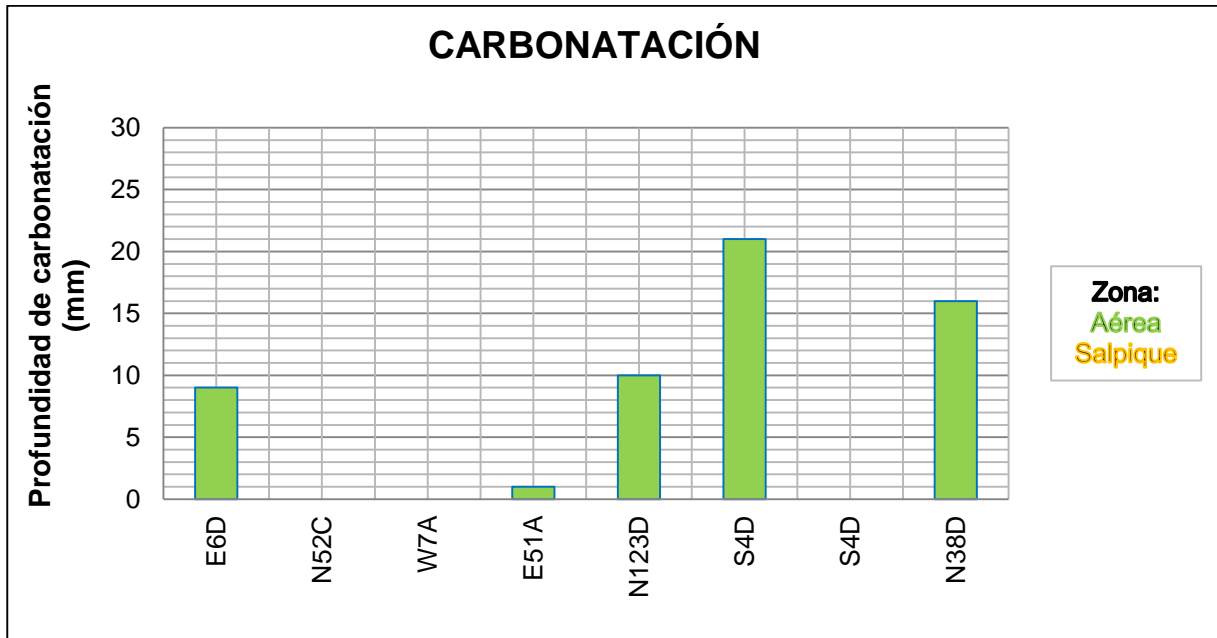
6.1.6.- Profundidad de carbonatación.



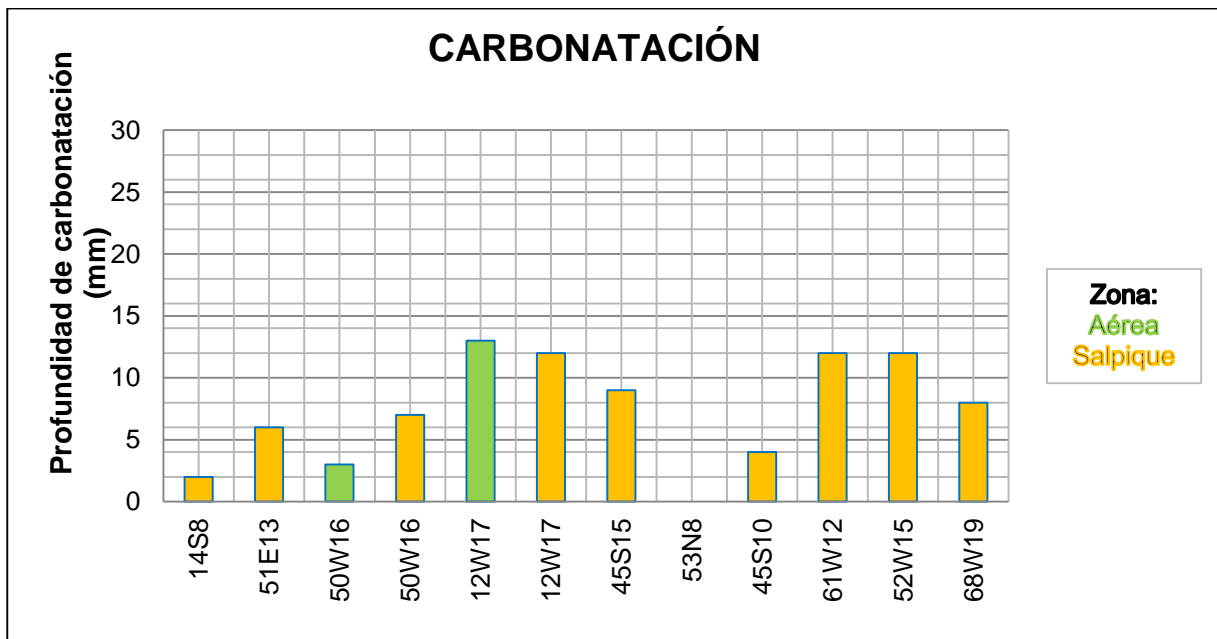
60Figura. 6.33. Resultados de Profundidad de Carbonatación “Puerto 1”



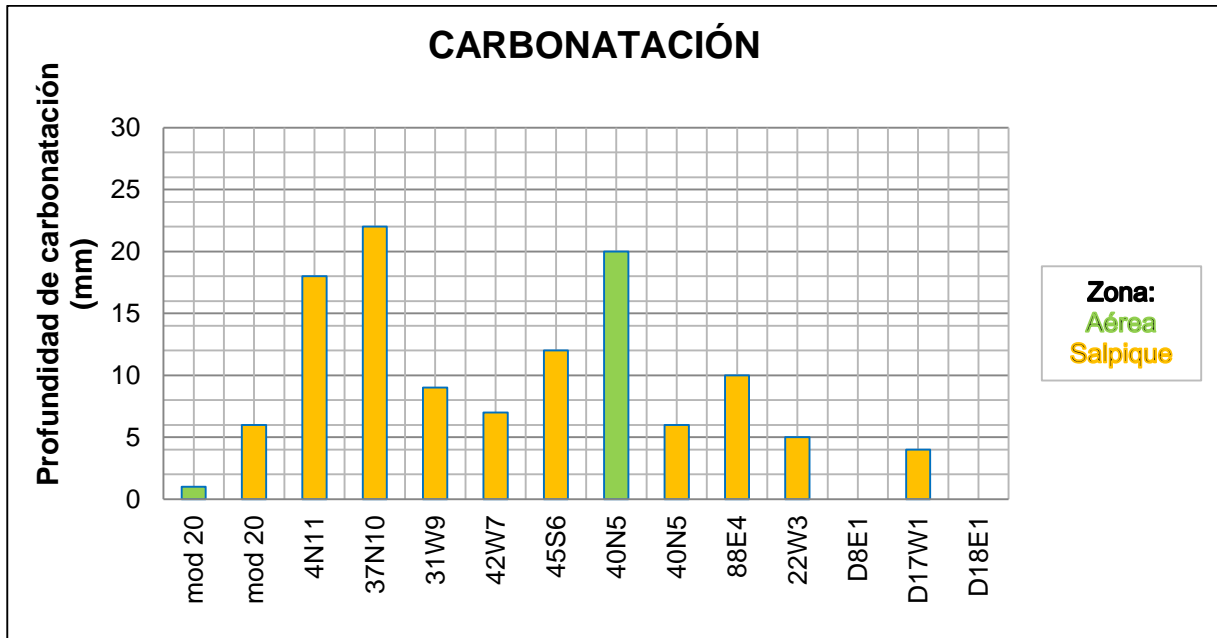
61Figura. 6.34. Resultados de Profundidad de Carbonatación “Puerto 2”



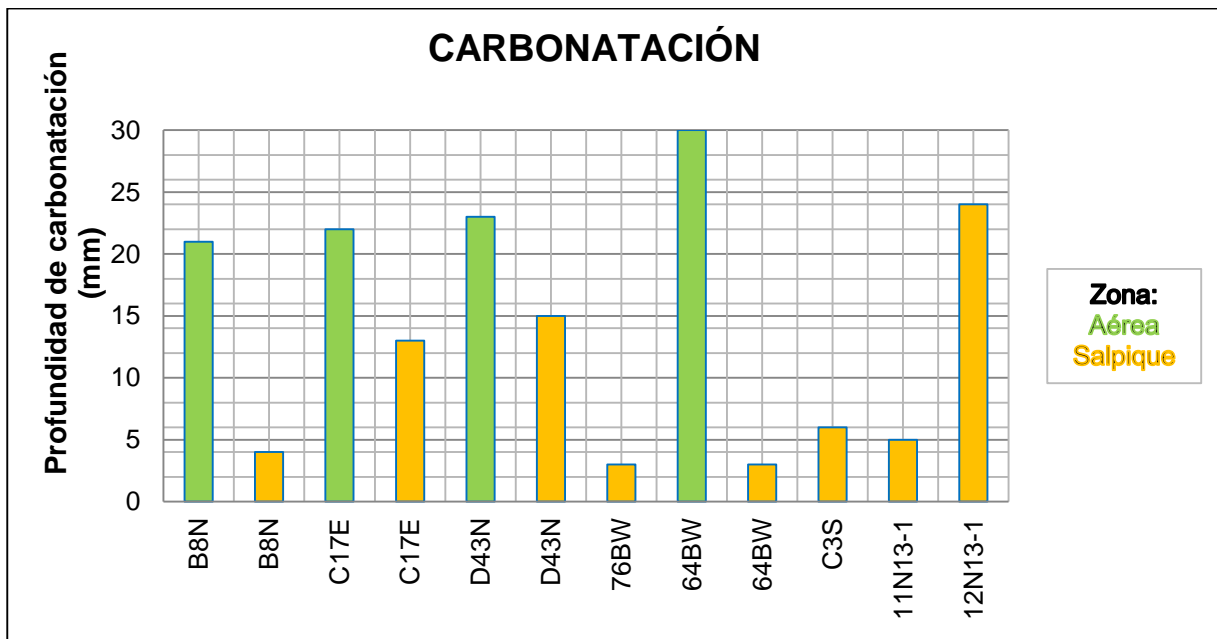
62Figura. 6.35. Resultados de Profundidad de Carbonatación “Puerto 3”



63Figura. 6.36. Resultados de Profundidad de Carbonatación “Puerto 4” parte 1

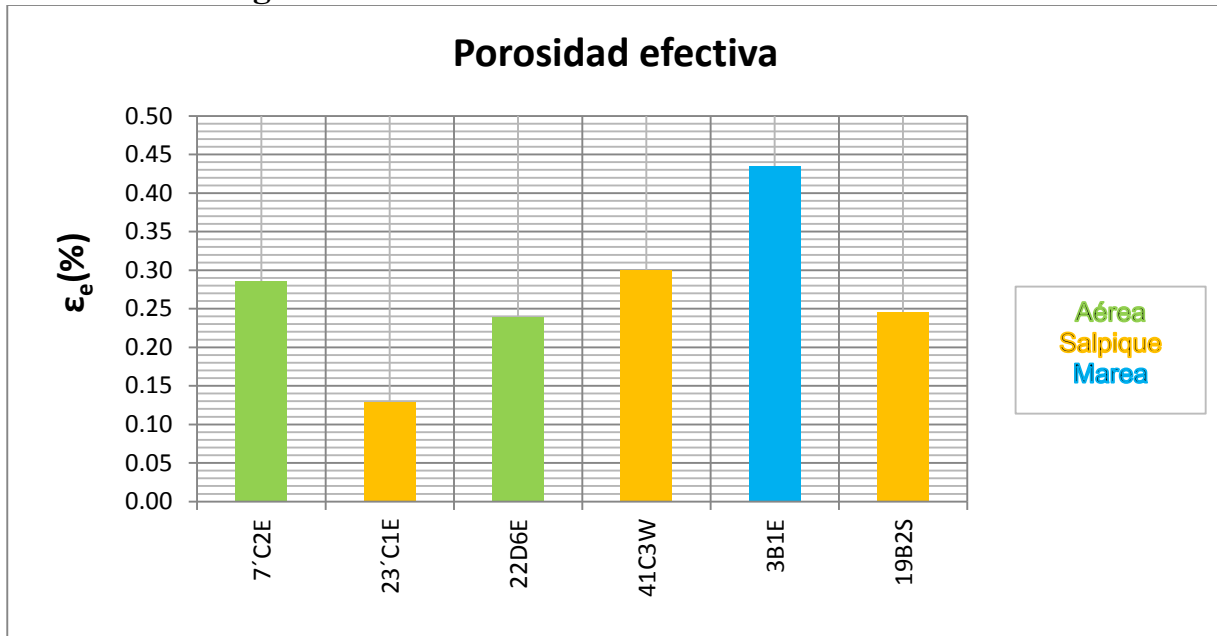


64Figura. 6.37. Resultados de Profundidad de Carbonatación “Puerto 4” parte 2

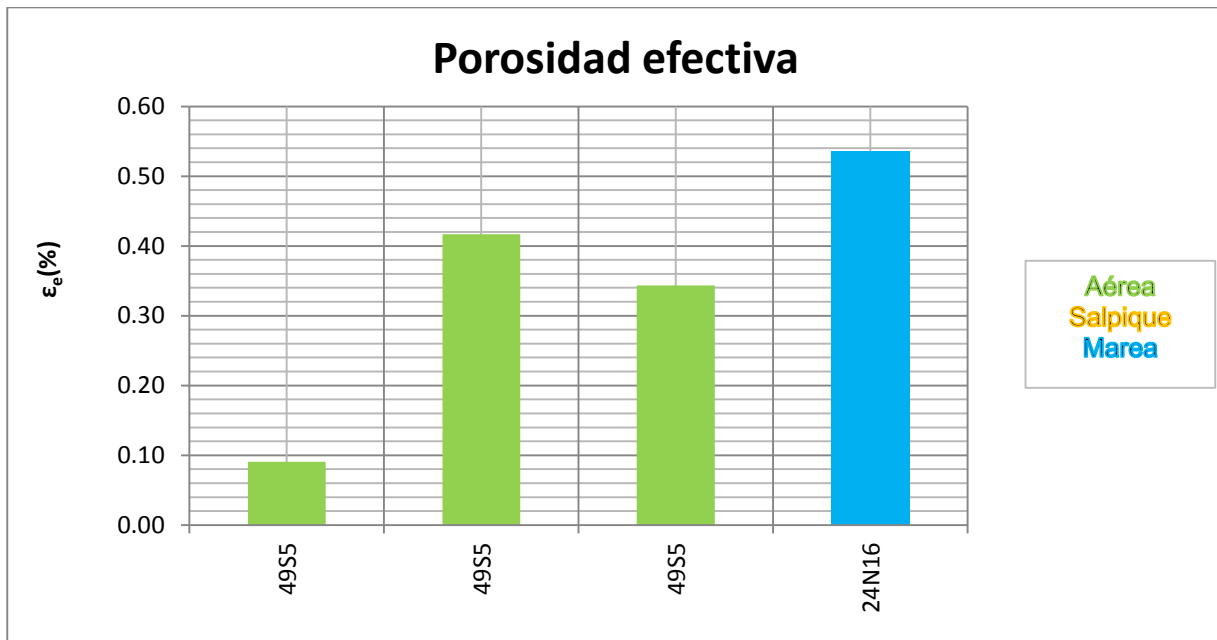


65Figura. 6.38. Resultados de Profundidad de Carbonatación “Puerto 4” parte 3

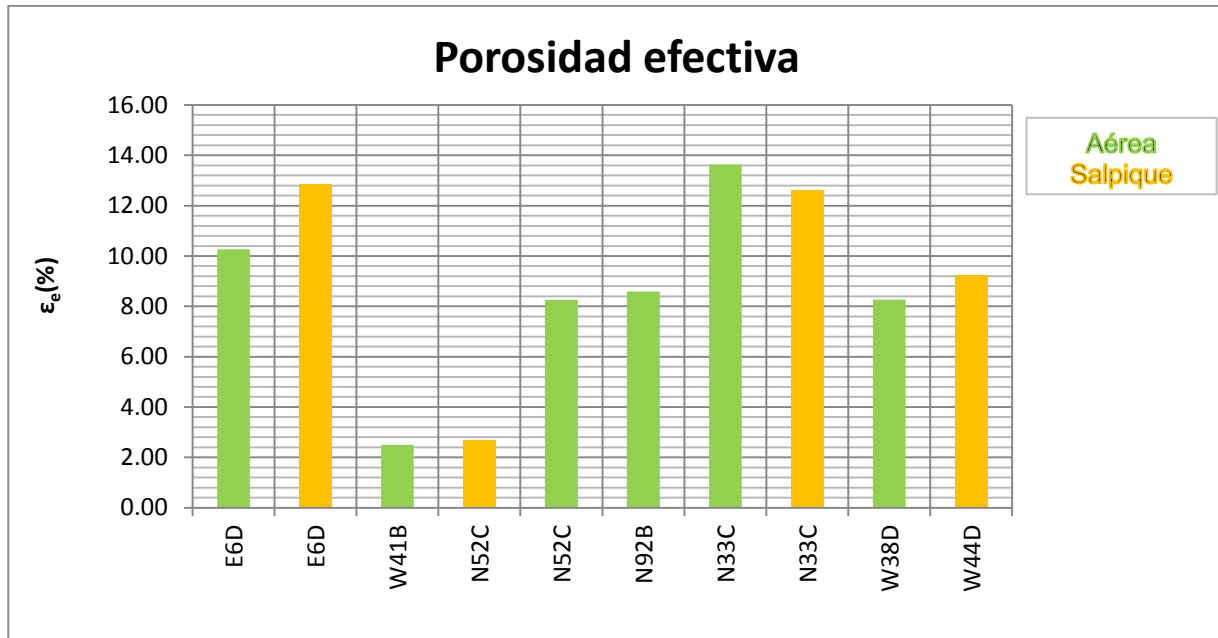
6.1.7.- Fagerlund.



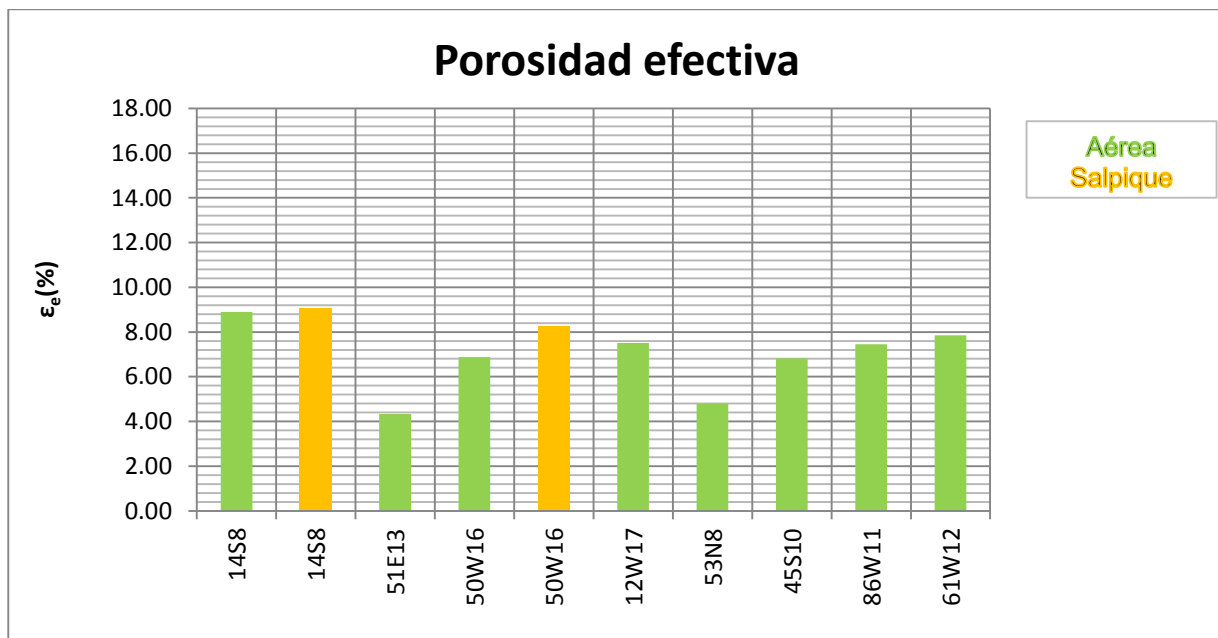
66Figura. 6.39. Resultados de Porosidad efectiva “Puerto 1”



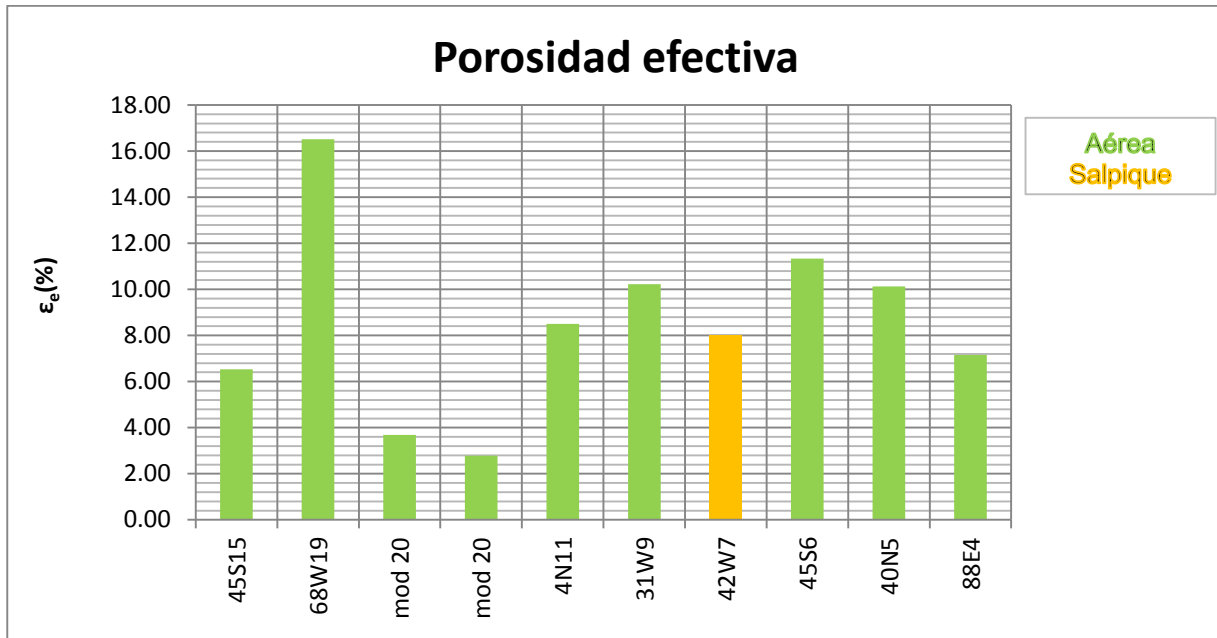
67Figura. 6.40. Resultados de Porosidad efectiva “Puerto 2”



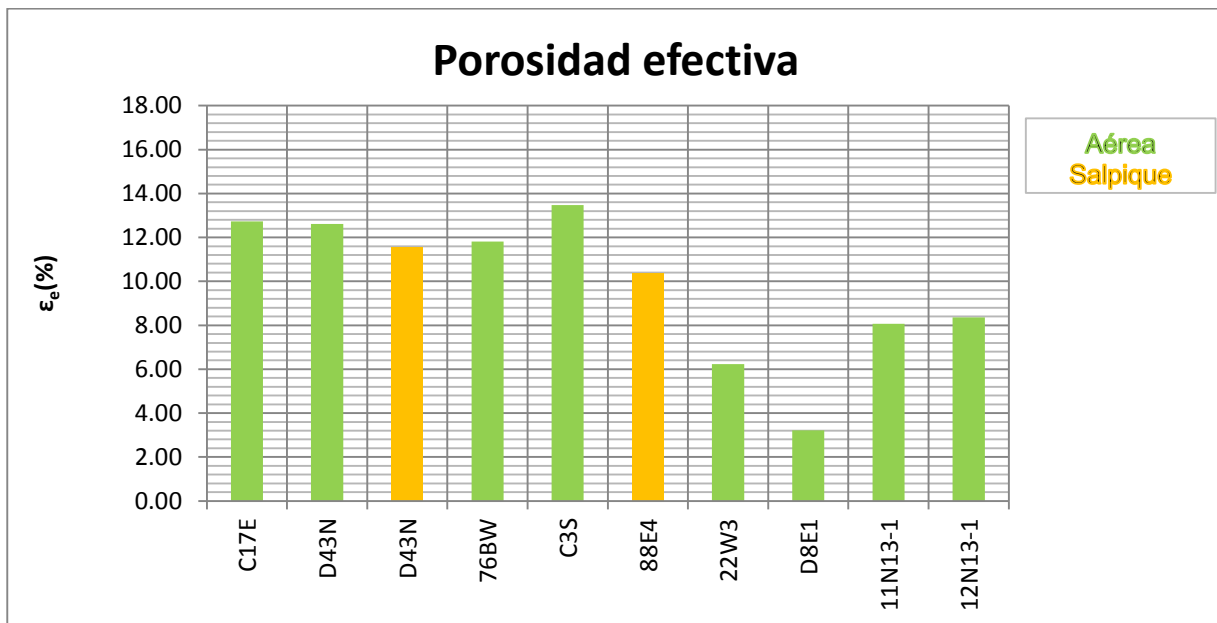
68Figura. 6.41. Resultados de Porosidad efectiva “Puerto 3”



69Figura. 6.42. Resultados de Porosidad efectiva “Puerto 4” parte 1

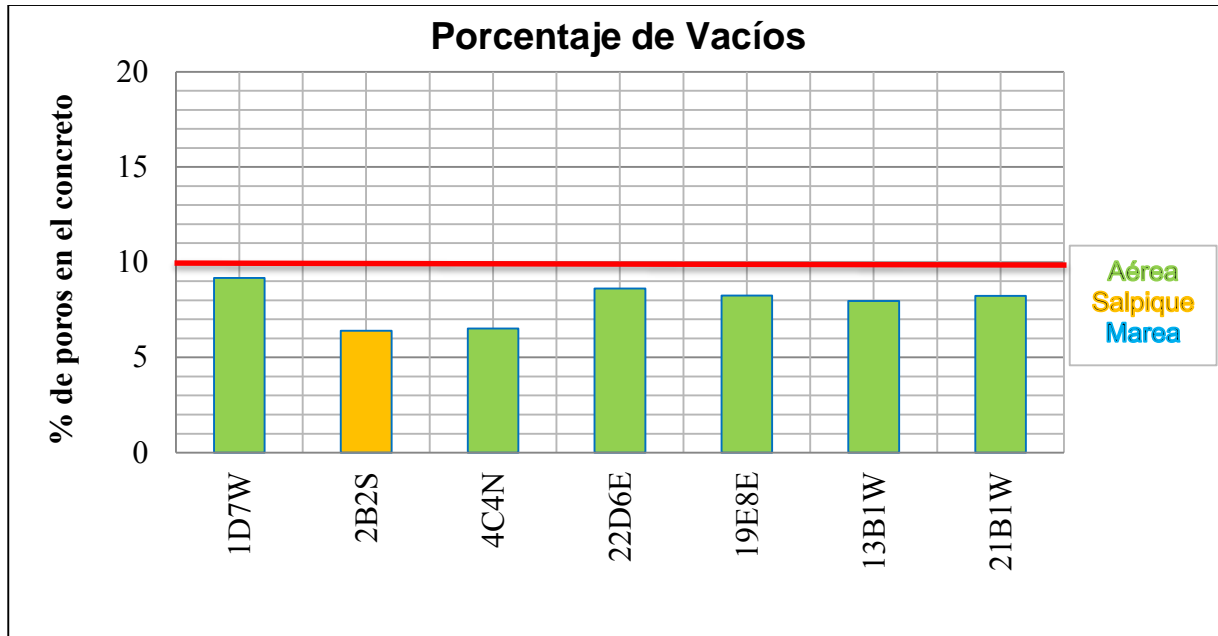


70Figura. 6.43. Resultados de Porosidad efectiva “Puerto 4” parte 2

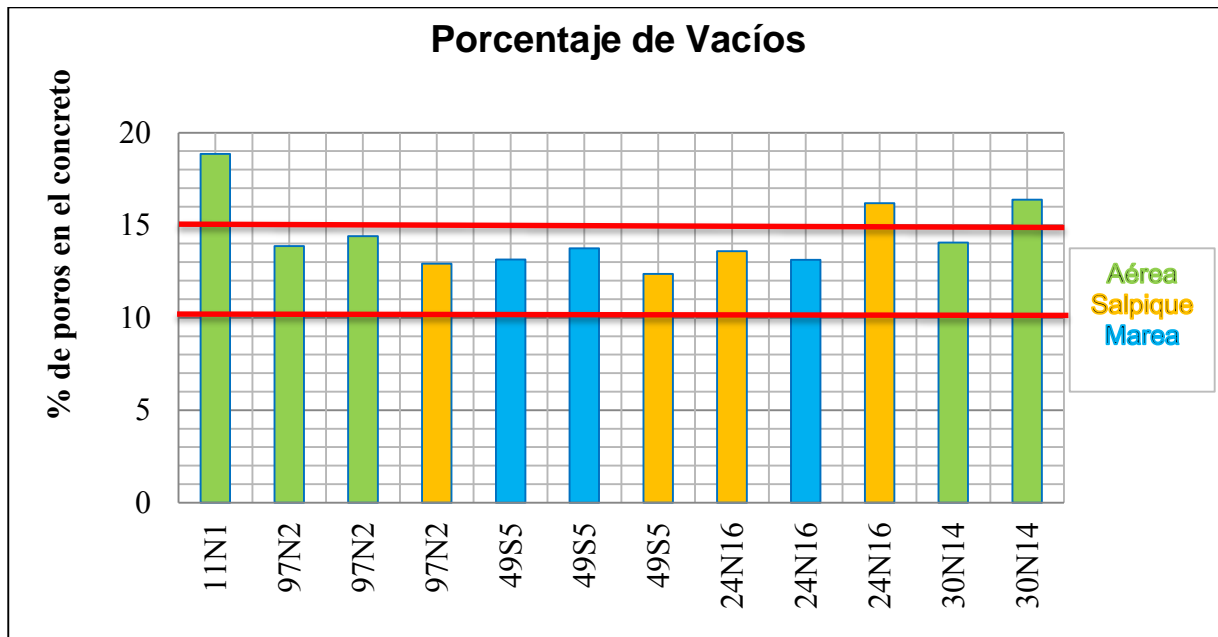


71Figura. 6.44. Resultados de Porosidad efectiva “Puerto 4” parte 3

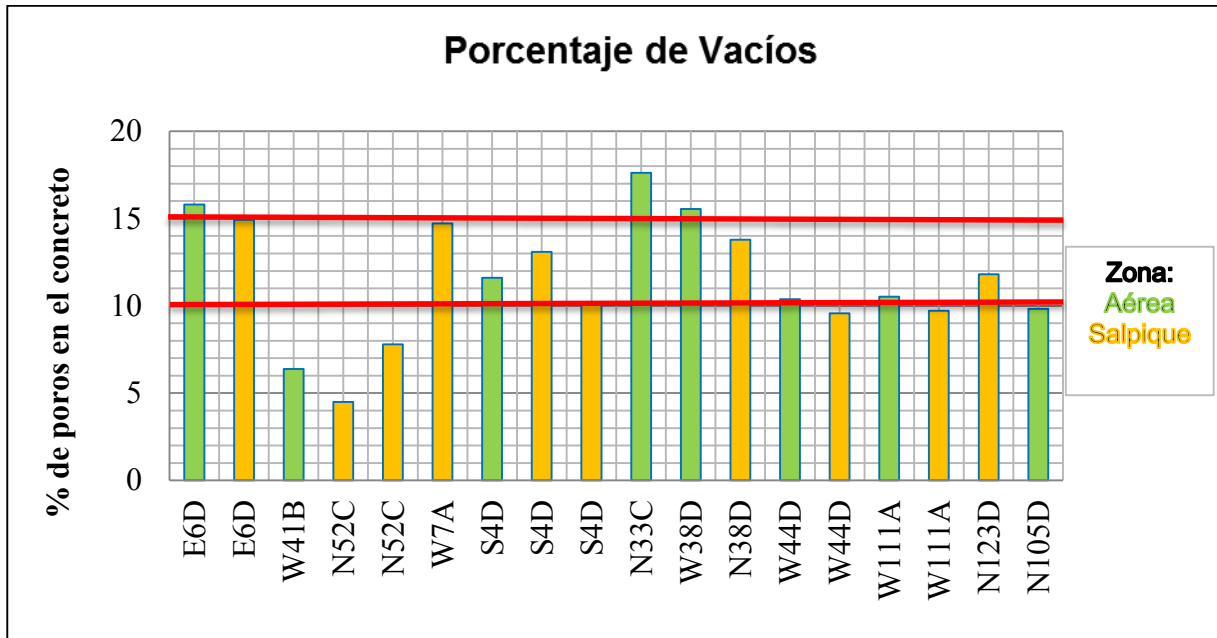
6.1.8.- % de vacíos.



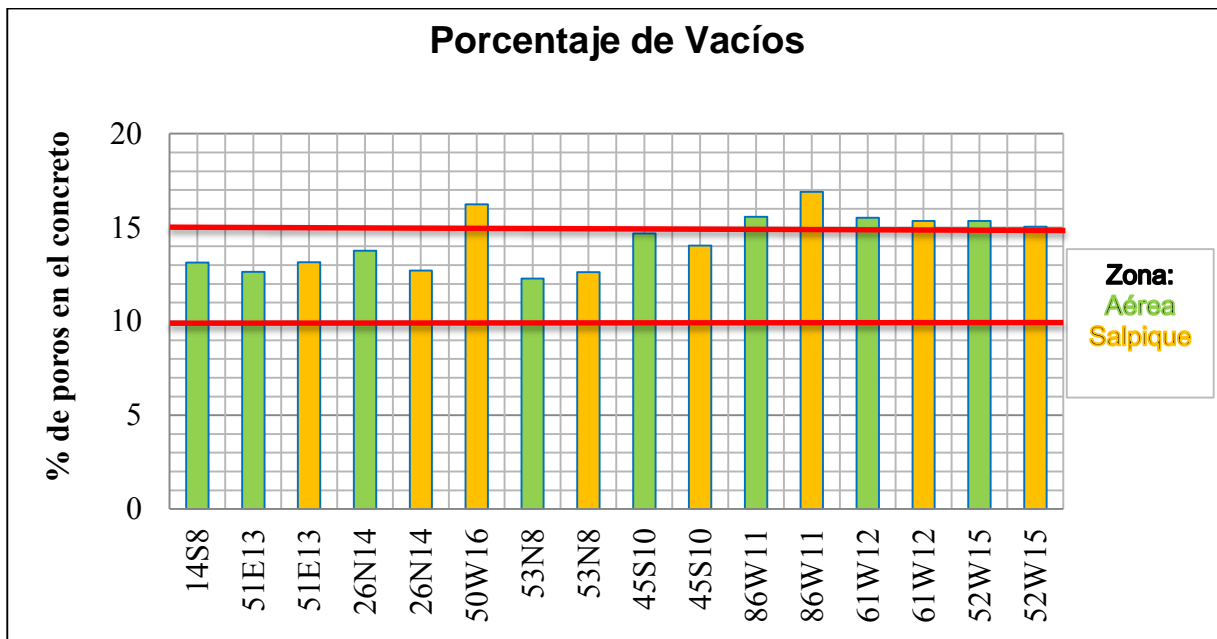
72Figura. 6.45. Resultados de % de vacíos “Puerto 1”



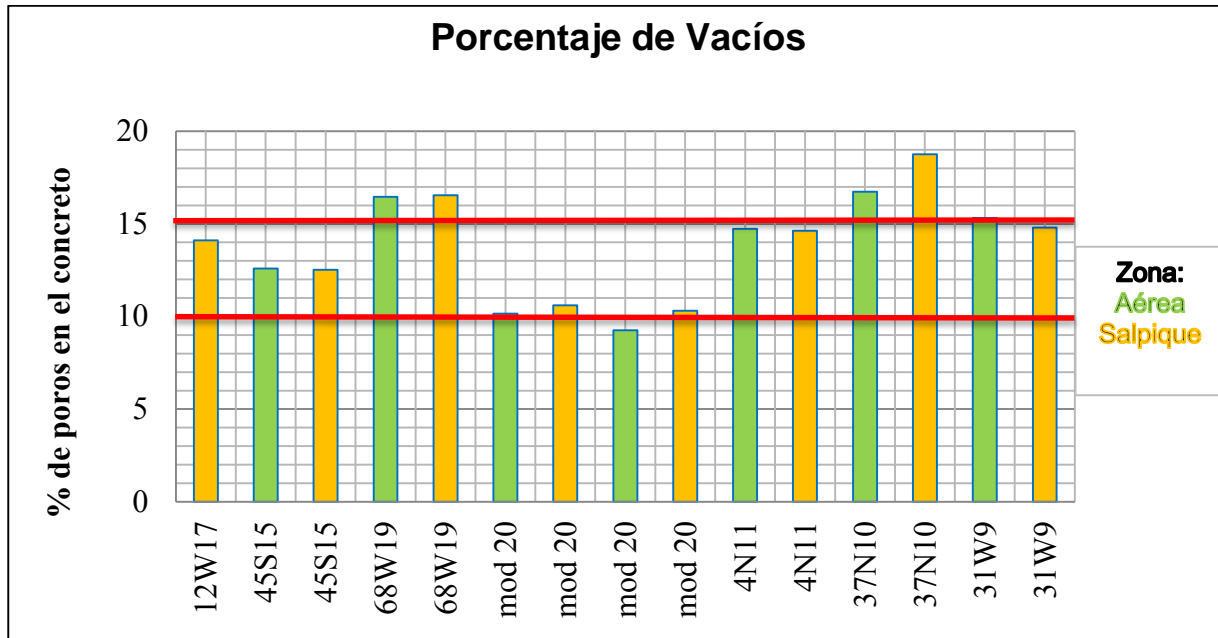
73Figura. 6.46. Resultados de % de vacíos “Puerto 2”



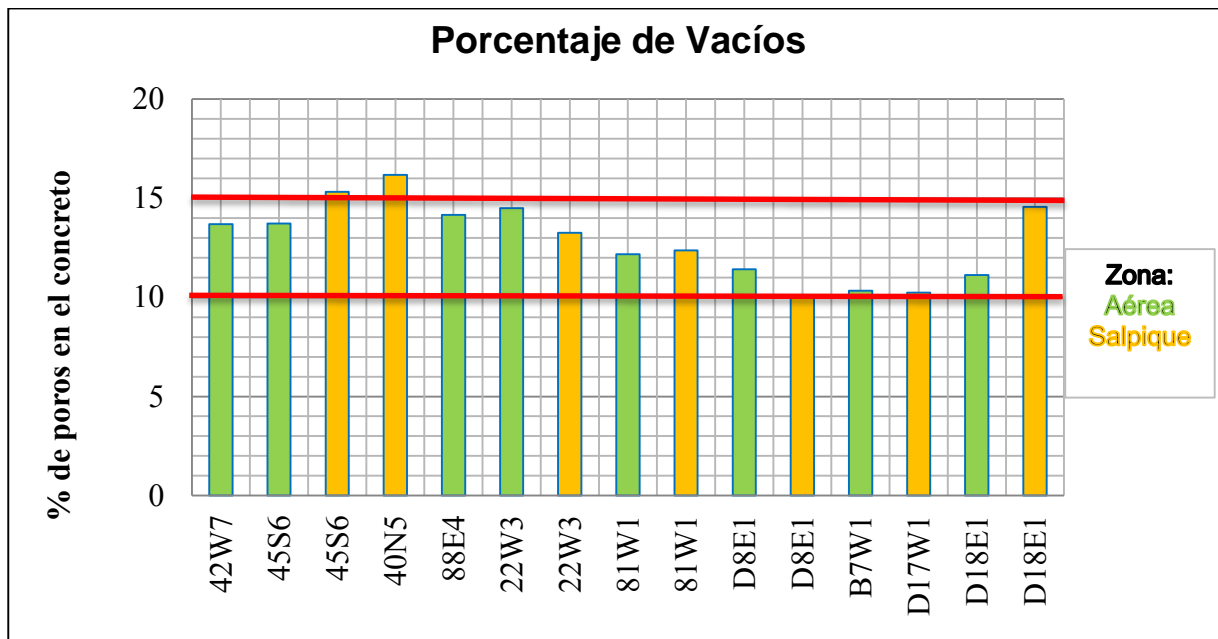
74Figura. 6.47. Resultados de % de vacíos “Puerto 3”



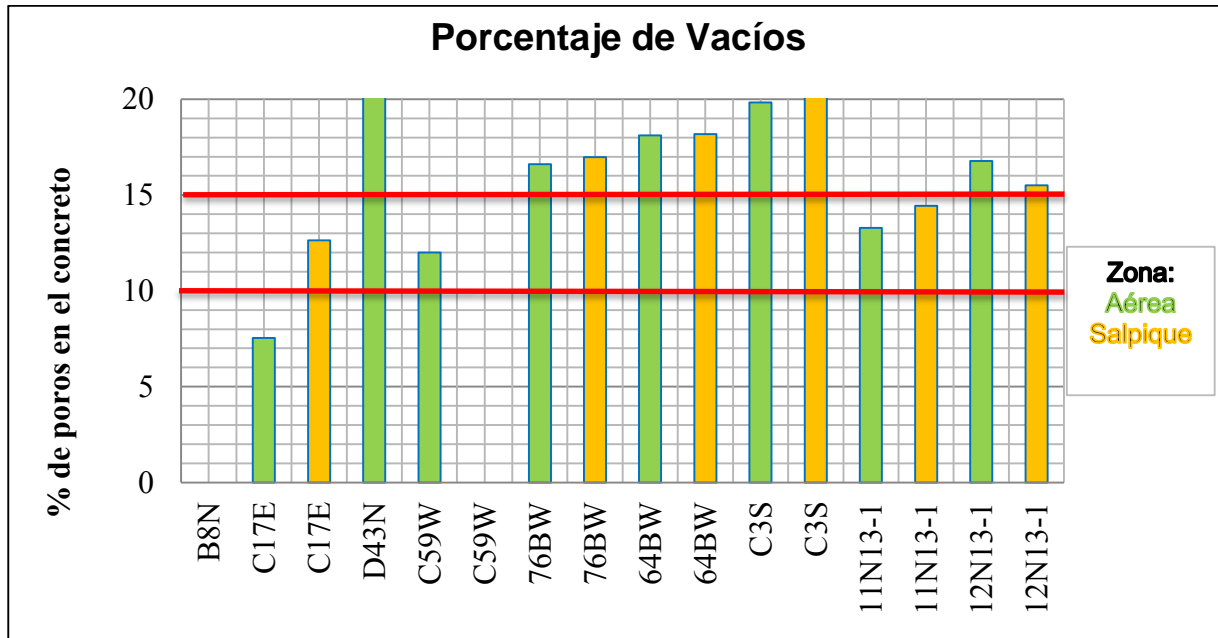
75Figura. 6.48. Resultados de % de vacíos “Puerto 4” parte 1



76Figura. 6.49. Resultados de % de vacíos “Puerto 4” parte 2

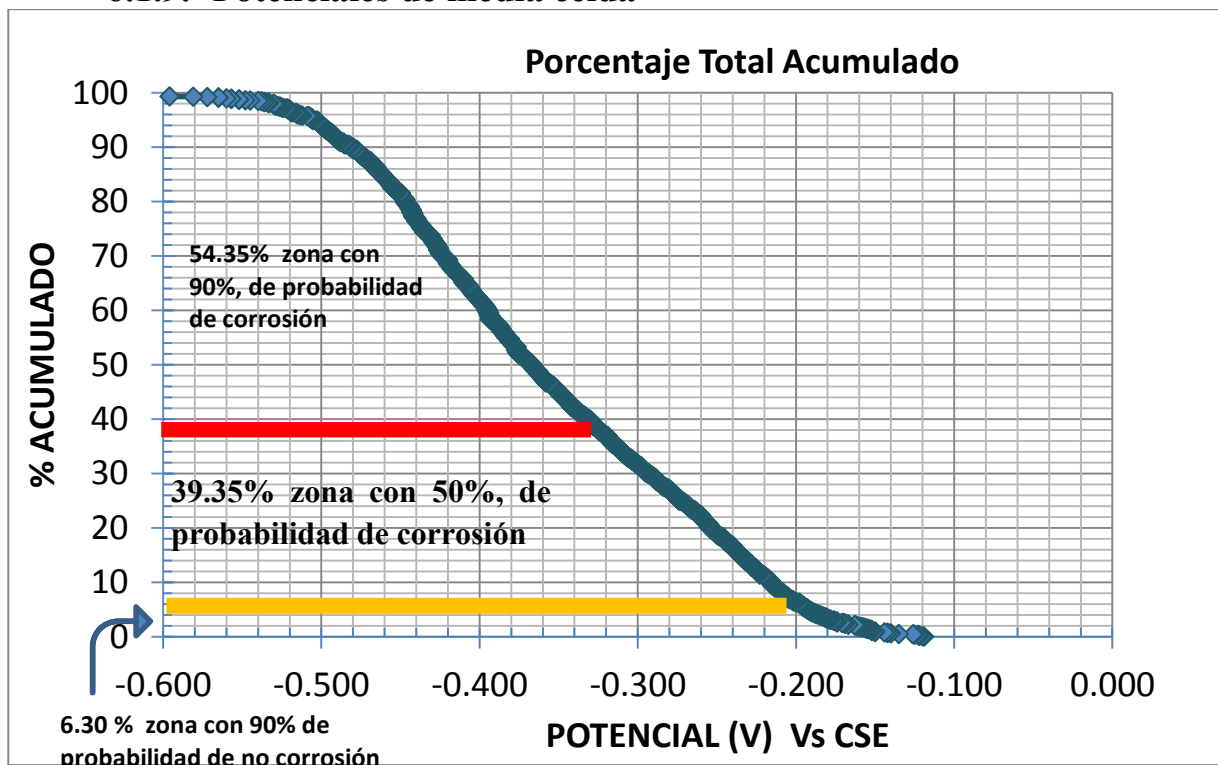


77Figura. 6.50. Resultados de % de vacíos “Puerto 4” parte 3

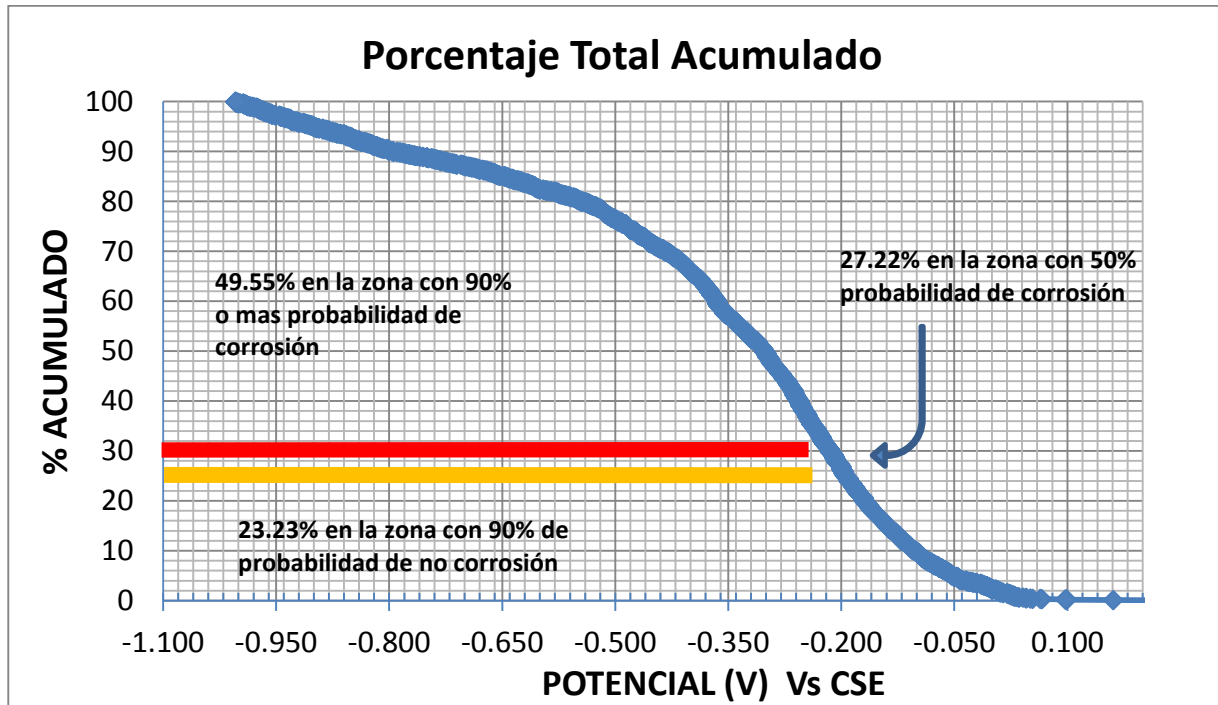


78Figura. 6.51. Resultados de % de vacíos “Puerto 4” parte 3

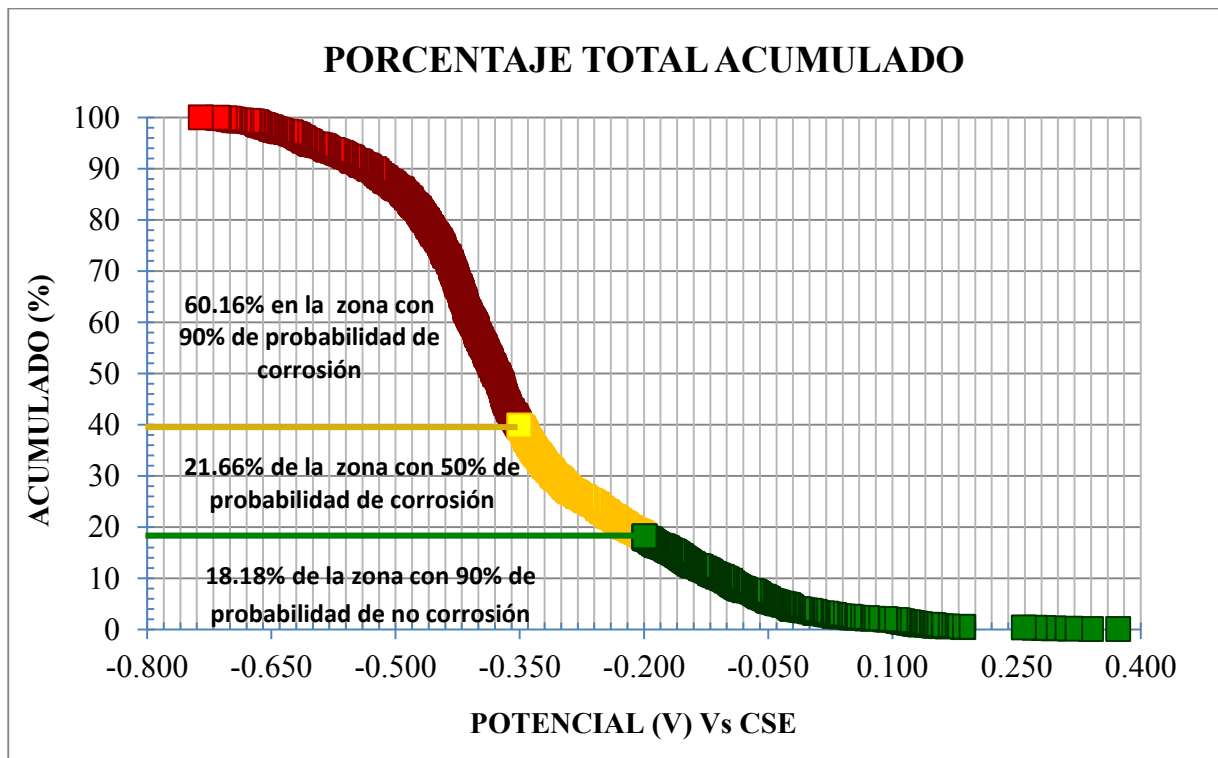
6.1.9.- Potenciales de media celda



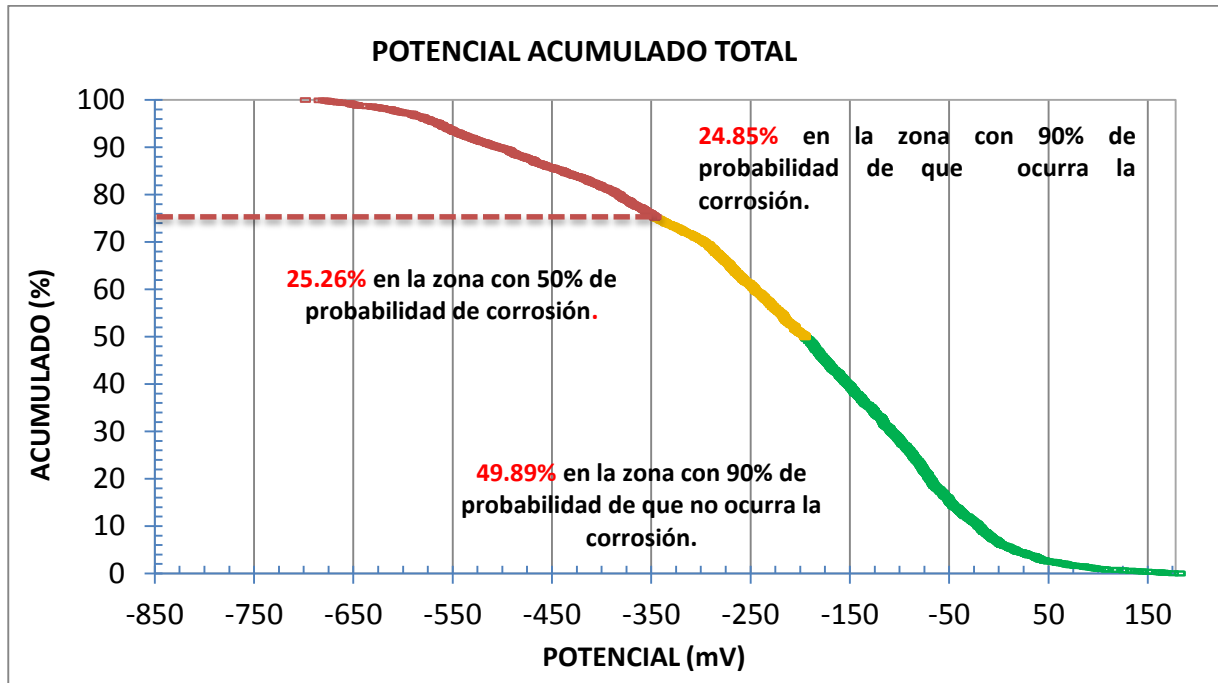
79Figura. 6.52. Resultados de % acumulado de Potenciales de media celda “Puerto 1”



80Figura. 6.53. Resultados de % acumulado de Potenciales de media celda “Puerto 2”

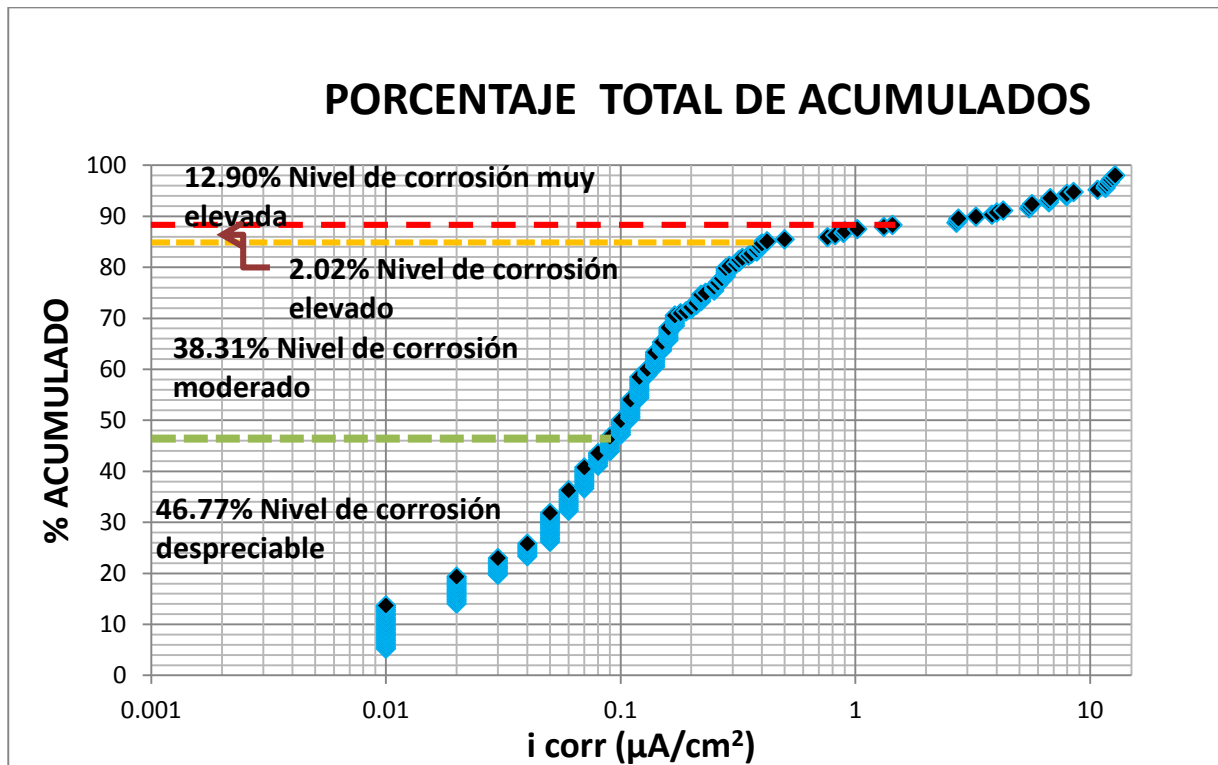


81Figura. 6.54. Resultados de % acumulado de Potenciales de media celda “Puerto 3”

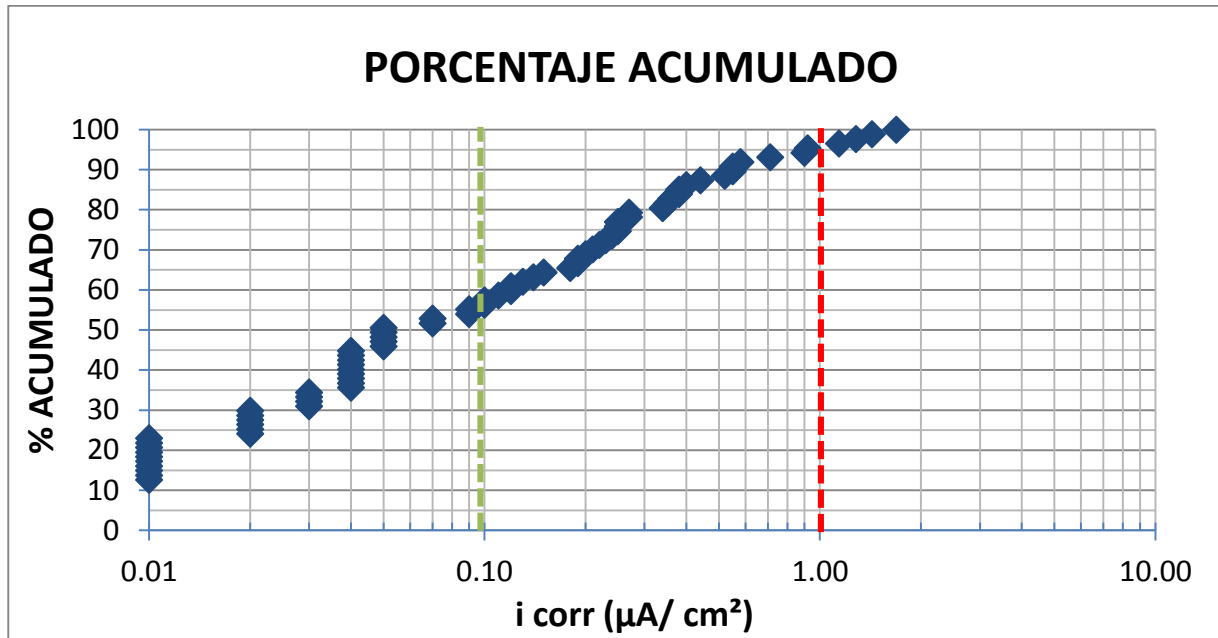


82Figura. 6.55. Resultados de % acumulado de Potenciales de media celda “Puerto 4”

6.1.10.- Velocidad de corrosión.

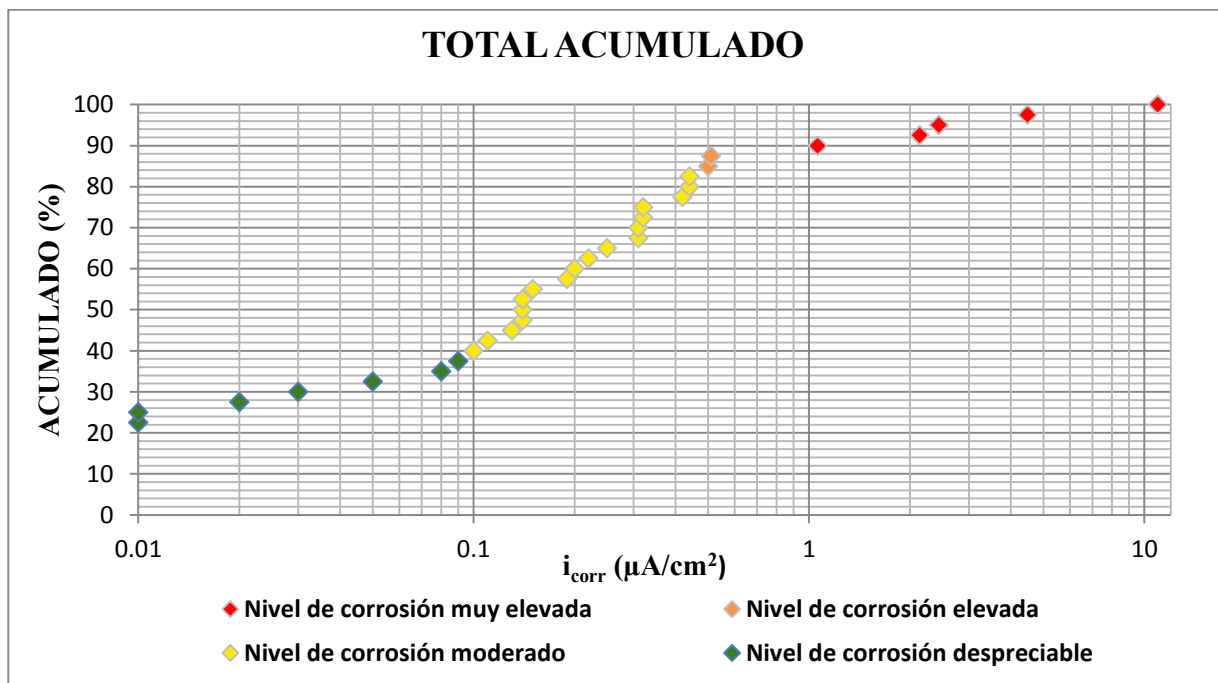


83Figura. 6.56. Resultados de % acumulado de velocidades de corrosión “Puerto 1”



84Figura. 6.57. Resultados de % acumulado de velocidades de corrosión “Puerto 2”

Para el “Puerto 3” No fue posible realizar esta prueba, debido a lo irregular y rugoso de la superficie de la gran mayoría de las pilas, además de que casi todos tenían una capa de concreto (carcasa) ajena al elemento estructural que impedía la medición de la velocidad de corrosión en el elemento estructural.

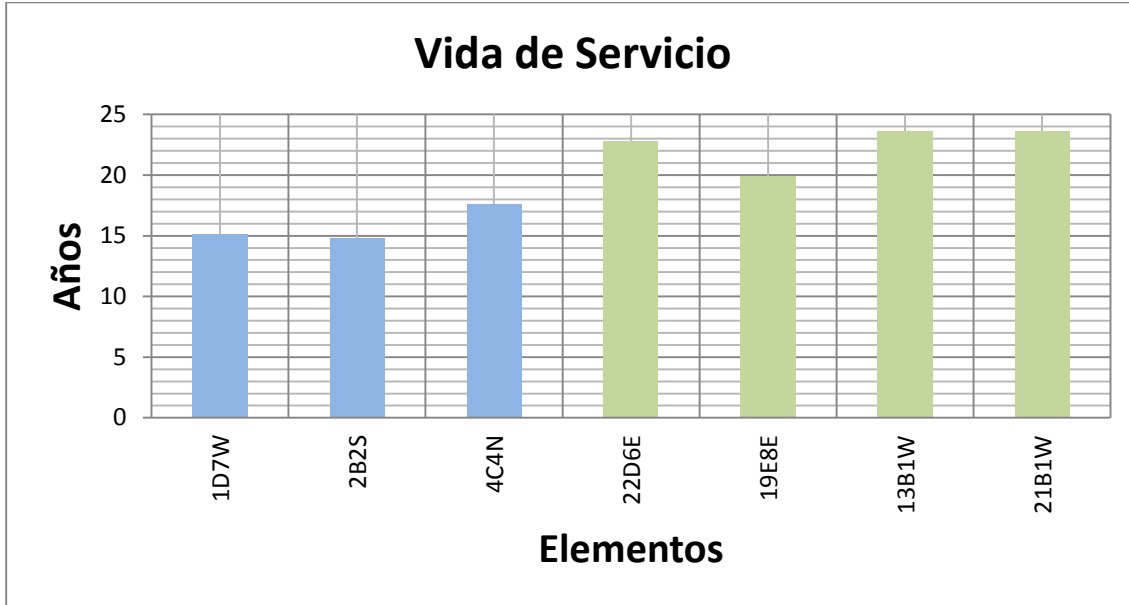


85Figura. 6.58. Resultados de % acumulado de velocidades de corrosión “Puerto 4”

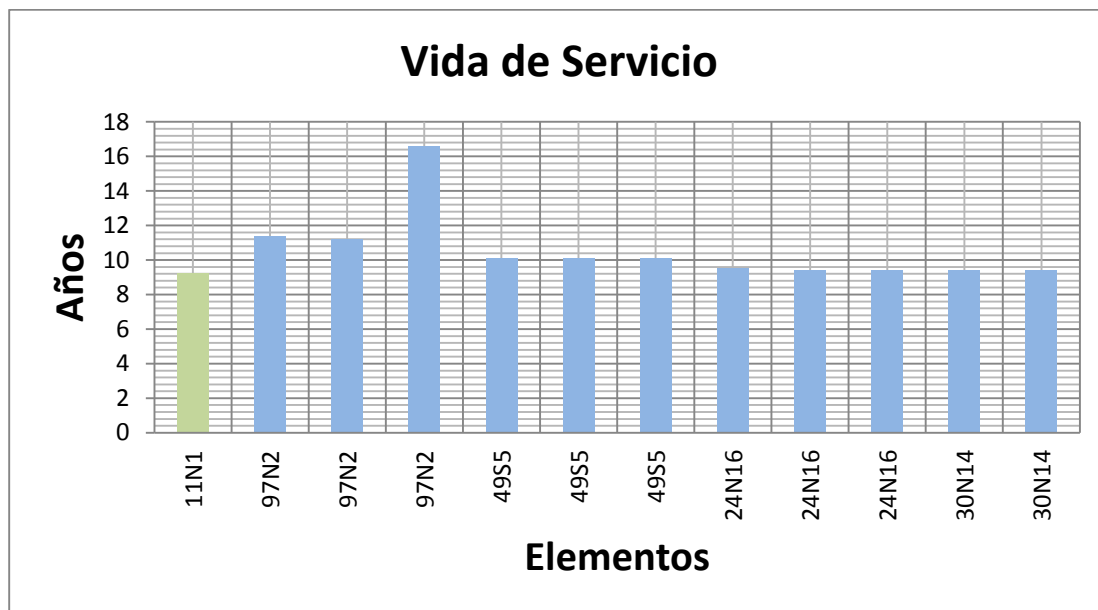
6.2.- Predicción de la vida útil de los puertos en estudio.

Tal como se mencionó anteriormente, en este apartado se muestran los resultados de predicción del tiempo de vida útil de cada uno de los elementos evaluados (pilas y pilotes) con el software “Life-365”. Se presentan las gráficas por puerto en donde se muestran los resultados de tiempo de vida útil para cada elemento evaluado.

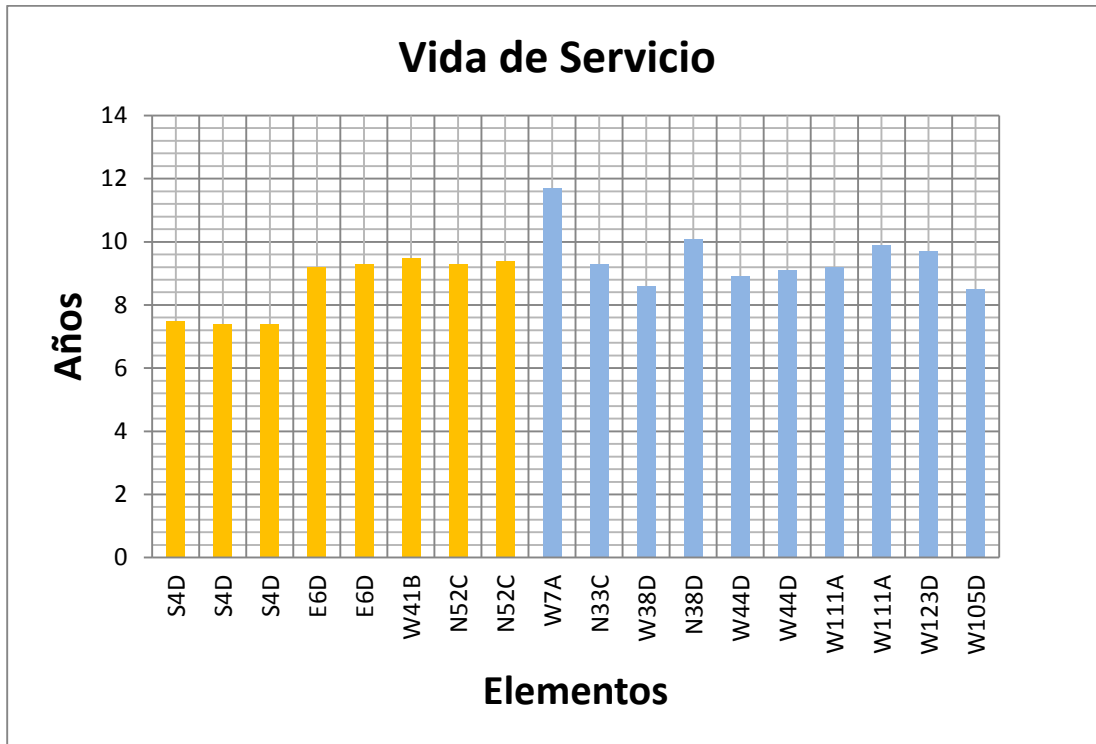
6.2.1.- Resultados de vida útil utilizando el modelo de “Life-365”



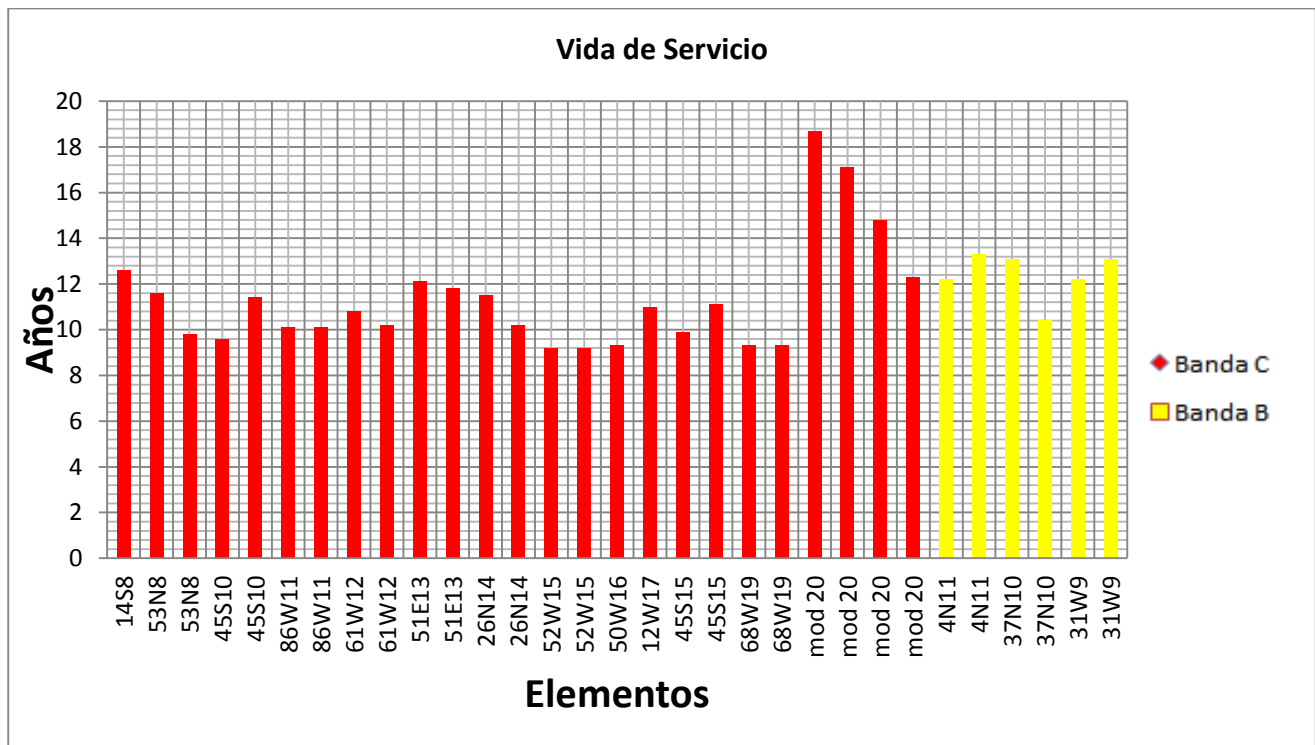
86Figura. 6.59. Resultados de Vida de Servicio para los elementos del “Puerto 1”



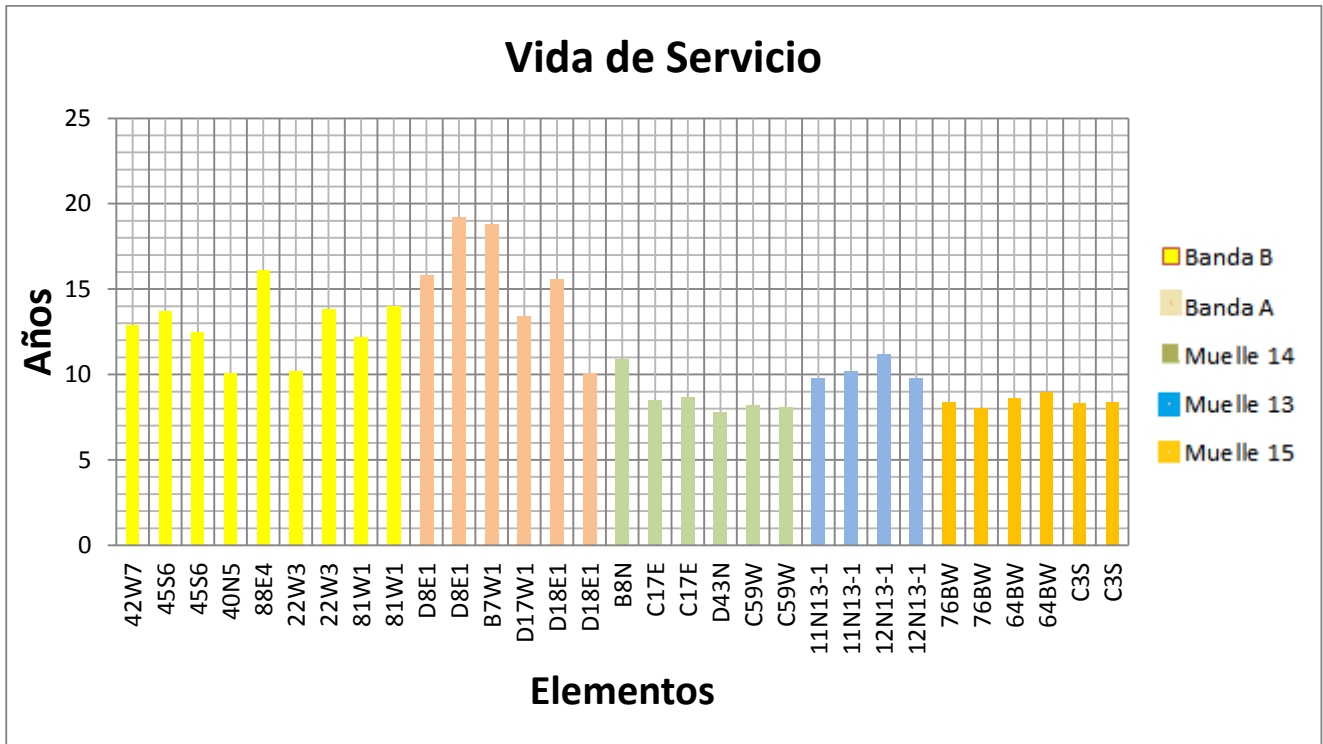
87Figura. 6.60. Resultados de Vida de Servicio para los elementos del “Puerto 2”



88Figura. 6.61. Resultados de Vida de Servicio para los elementos del “Puerto 3”

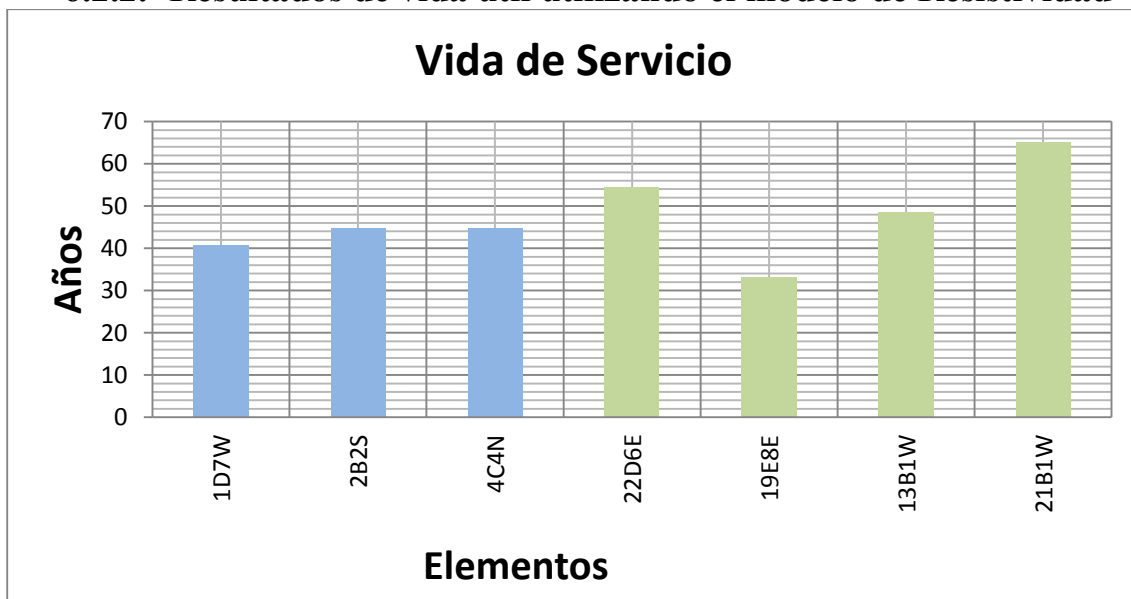


89Figura. 6.62. Resultados de Vida de Servicio para los elementos del “Puerto 4” parte 1

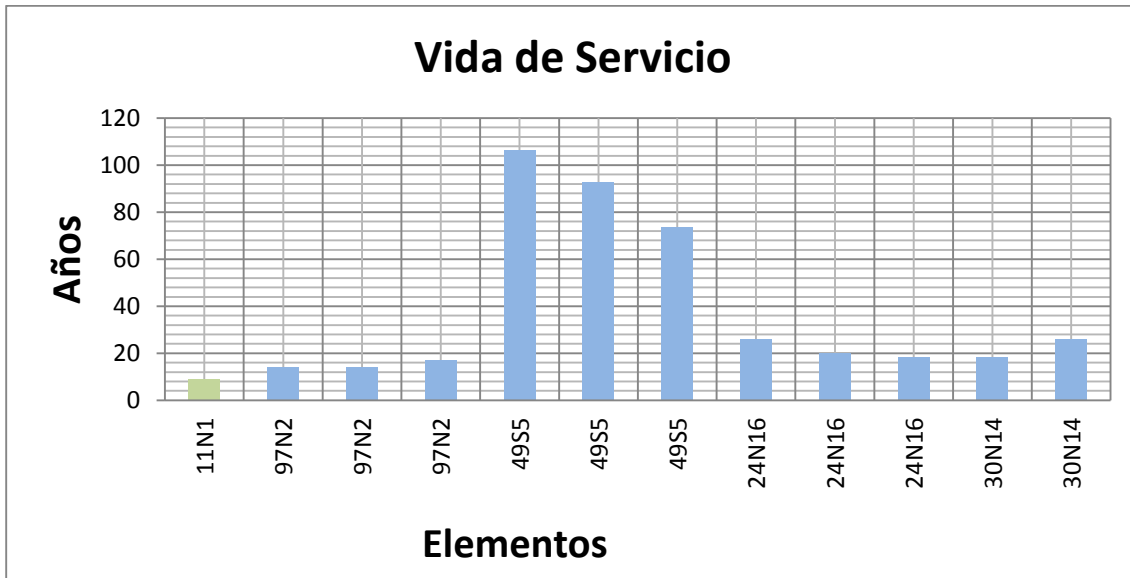


90Figura. 6.63. Resultados de Vida de Servicio para los elementos del “Puerto 4” parte 2

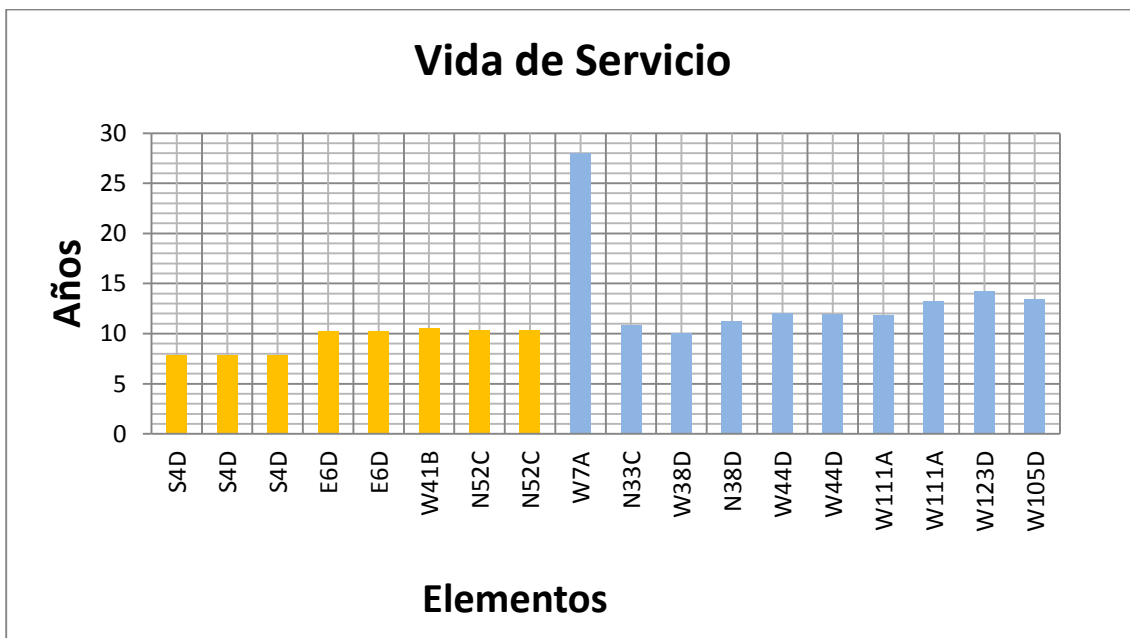
6.2.2.- Resultados de vida útil utilizando el modelo de Resistividad



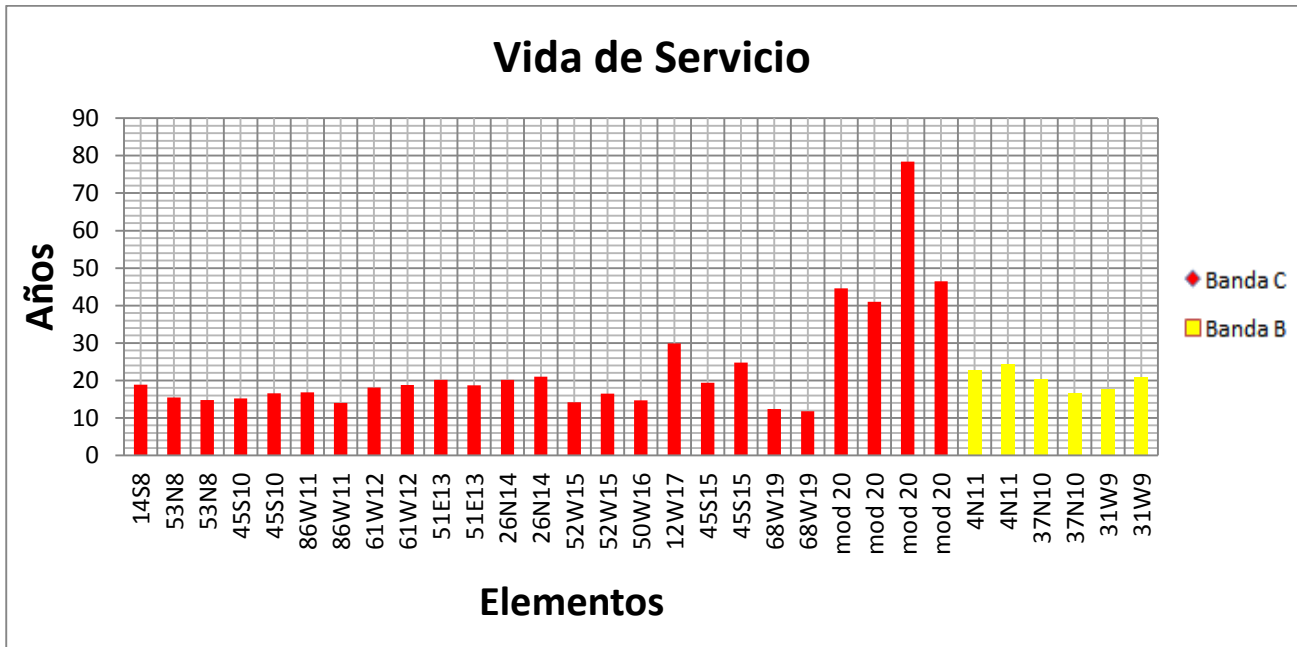
91Figura. 6.64. Resultados de Vida de Servicio para los elementos del “Puerto 1”



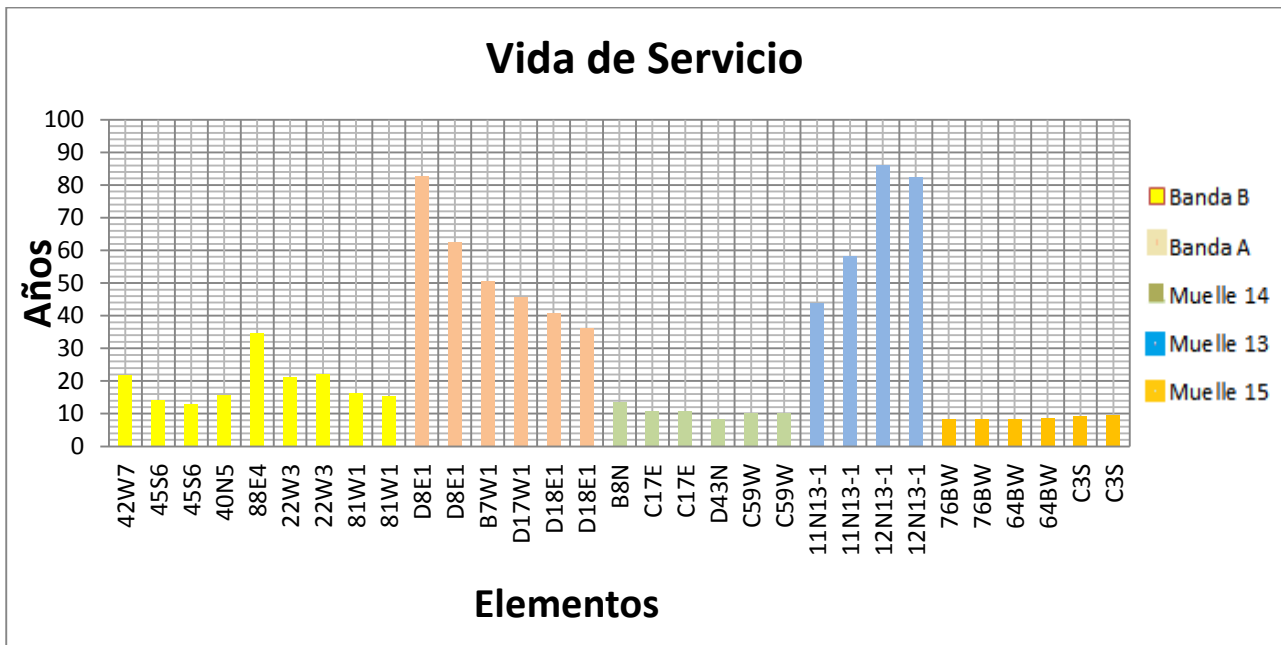
92Figura. 6.65. Resultados de Vida de Servicio para los elementos del “Puerto 2”



93Figura. 6.66. Resultados de Vida de Servicio para los elementos del “Puerto 3”

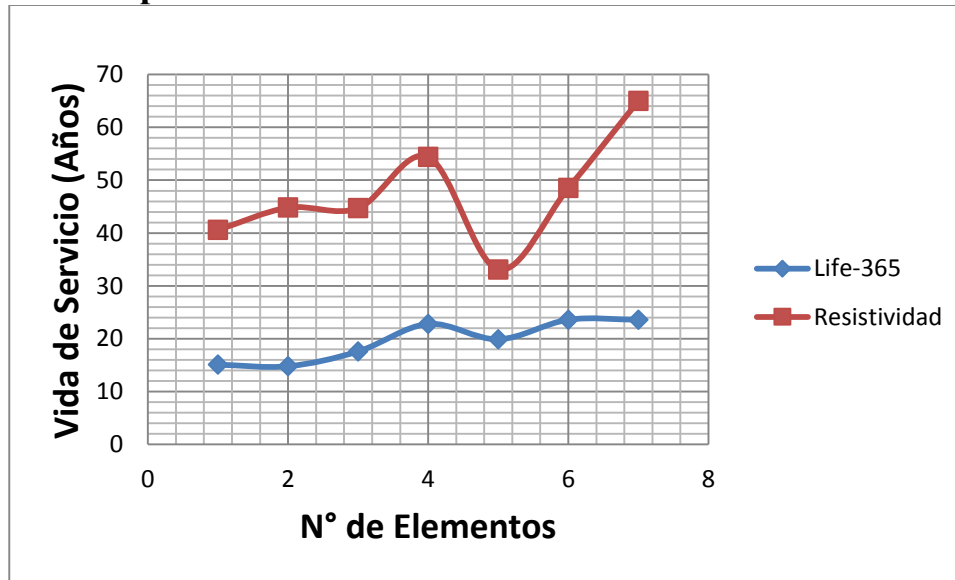


94Figura. 6.67. Resultados de Vida de Servicio para los elementos del “Puerto 4” parte 1

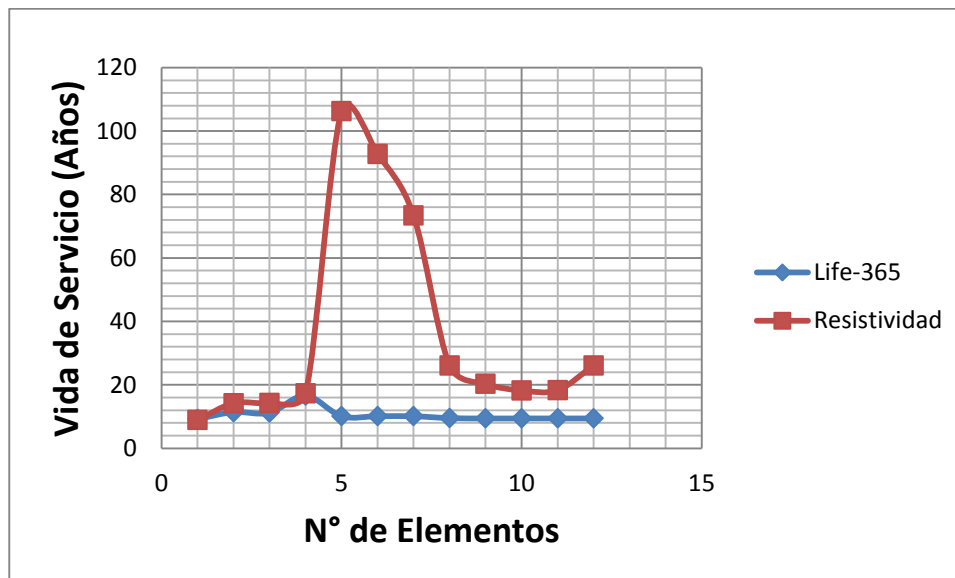


95Figura. 6.68. Resultados de Vida de Servicio para los elementos del “Puerto 4” parte 2

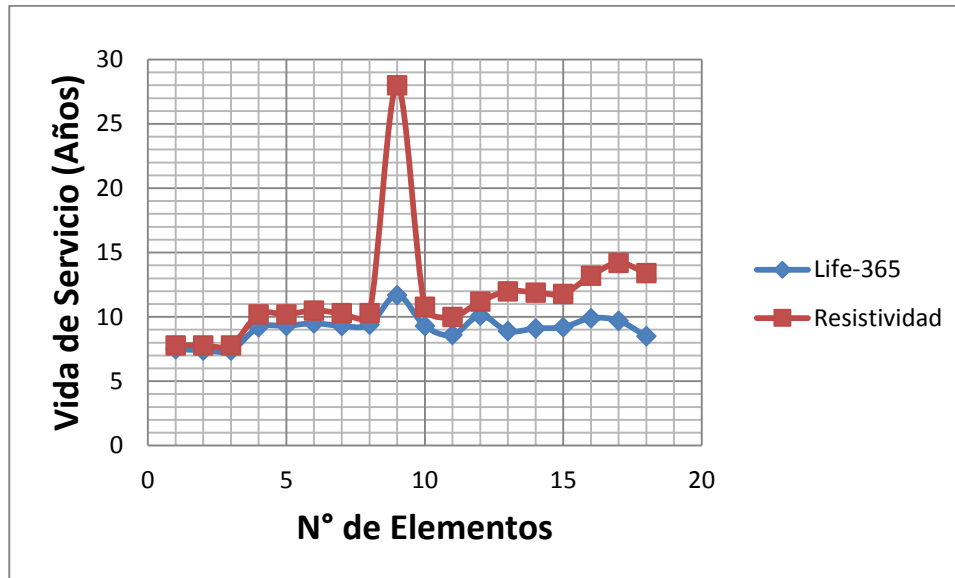
6.2.3 Comparativa de la vida de servicio calculada con ambos modelos



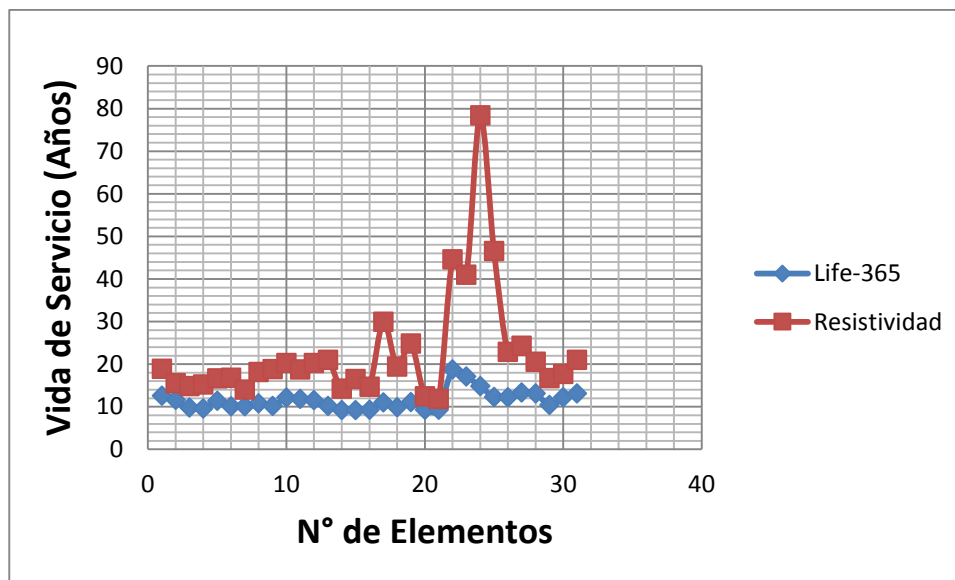
96Figura. 6.69. Comparación de vida de servicio calculada con el modelo de Life-365 y Resistividad “Puerto 1”



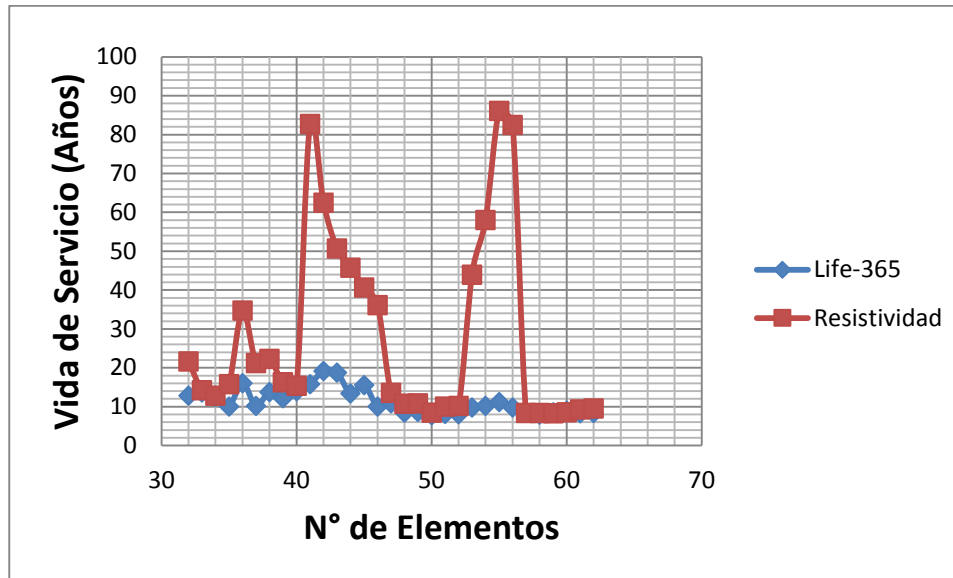
97Figura. 6.70. Comparación de vida de servicio calculada con el modelo de Life-365 y Resistividad “Puerto 2”



98Figura. 6.71. Comparación de vida de servicio calculada con el modelo de Life-365 y Resistividad “Puerto 3”



99Figura. 6.72. Comparación de vida de servicio calculada con el modelo de Life-365 y Resistividad “Puerto 4” parte 1



100Figura. 6.73. Comparación de vida de servicio calculada con el modelo de Life-365 vs Resistividad “Puerto 4” parte 2

6.3.- Porcentaje de elementos dañados por corrosión.

51Tabla 6.5 Porcentaje de elementos dañados del “Puerto 1”

Puerto 1				
Muelle	Edad del muelle (años)	N° Total de elementos	N° Elementos dañados	% de daño
Contenedores	34	603	577	95.69

52Tabla 6.6 Porcentaje de elementos dañados del “Puerto 2”

Puerto 2				
Muelle	Edad del muelle (años)	N° Total de elementos	N° Elementos dañados	% de daño
Banda Este	60	1490	1070	71.81

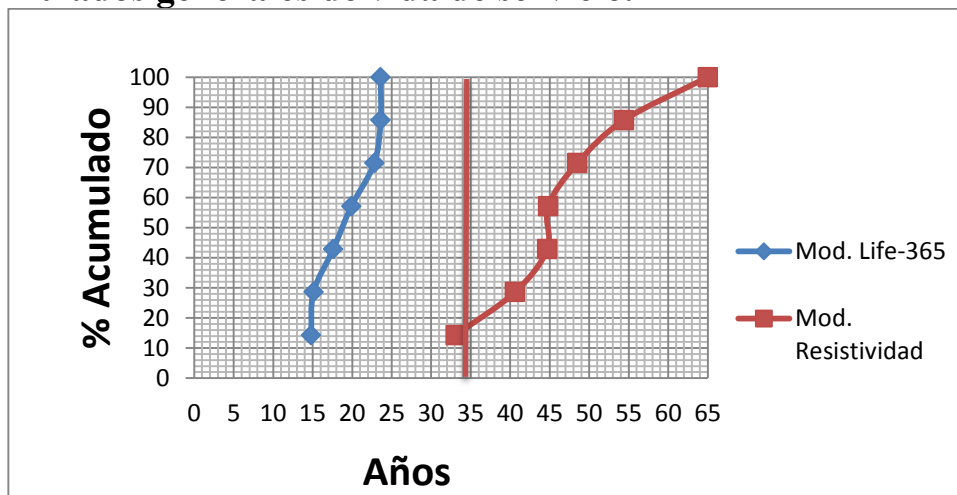
53Tabla 6.7 Porcentaje de elementos dañados del “Puerto 3”

Puerto 3				
Muelle	Edad del muelle (años)	N° Total de elementos	N° Elementos dañados	% de daño
Muelle G	34	228	216	94.74
Muelle T	33	925	819	88.54

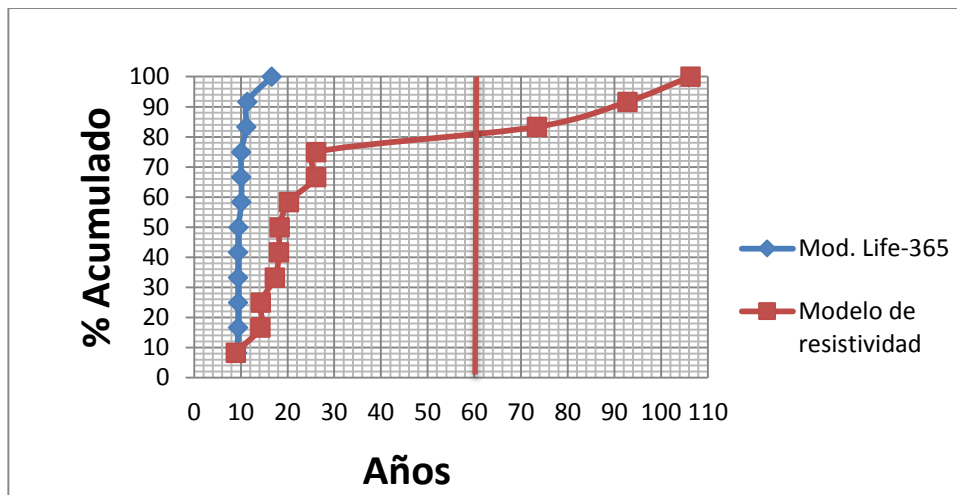
54Tabla 6.8 Porcentaje de elementos dañados del “Puerto 4”

Puerto 4				
Muelle	Edad del muelle (años)	N° Total de elementos	N° Elementos dañados	% de daño
Banda A	32	1419	452	31.85
Banda B	60	1296	695	53.63
Banda C	60	1540	609	39.55
Muelle 13	11	1170	286	24.44
Muelle 14	6	288	281	97.57
Muelle 15	2	288	230	79.86

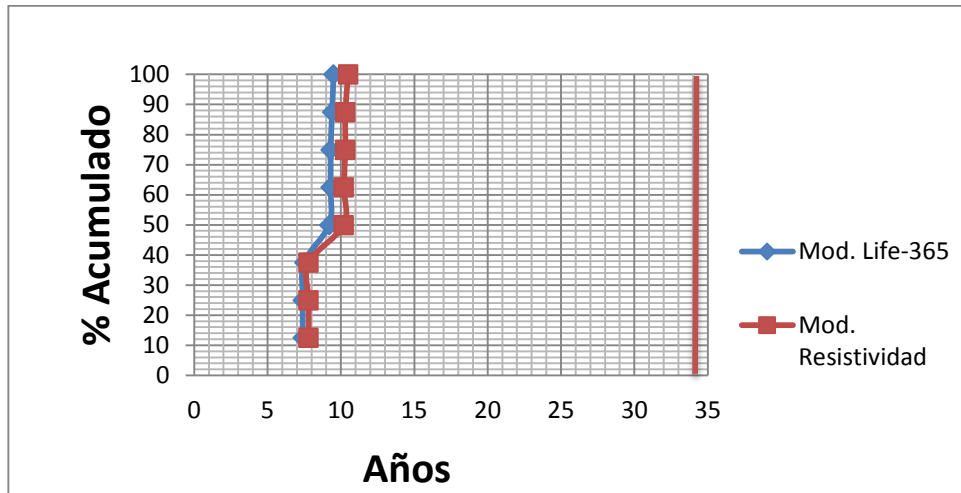
6.4.- Acumulados generales de vida de servicio.



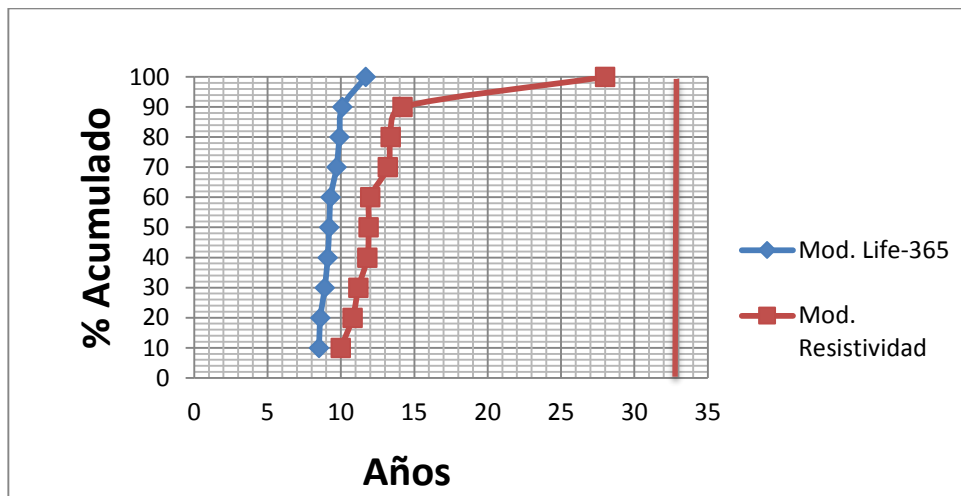
101Figura. 6.74. Acumulado general de vida de servicio “Puerto 1”



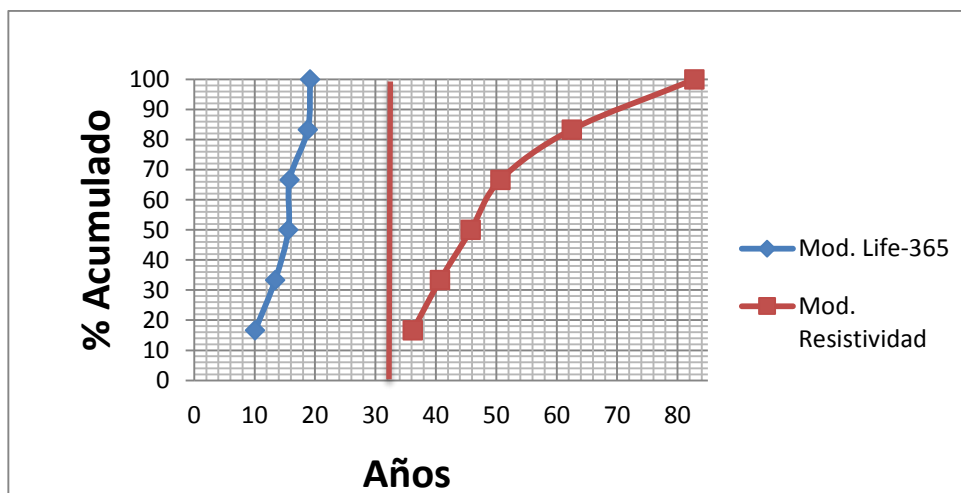
102Figura. 6.75. Acumulado general de vida de servicio “Puerto 2”



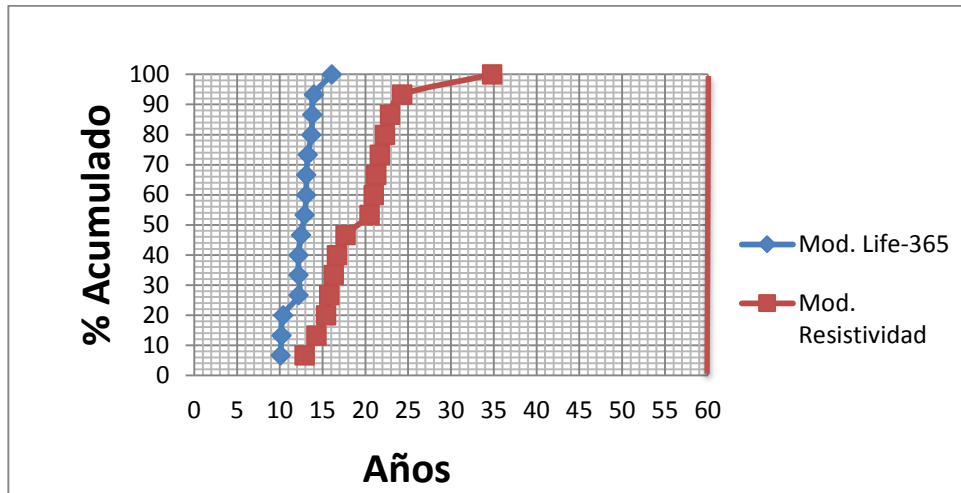
103Figura. 6.76. Acumulado general de vida de servicio “Puerto 3” muelle G



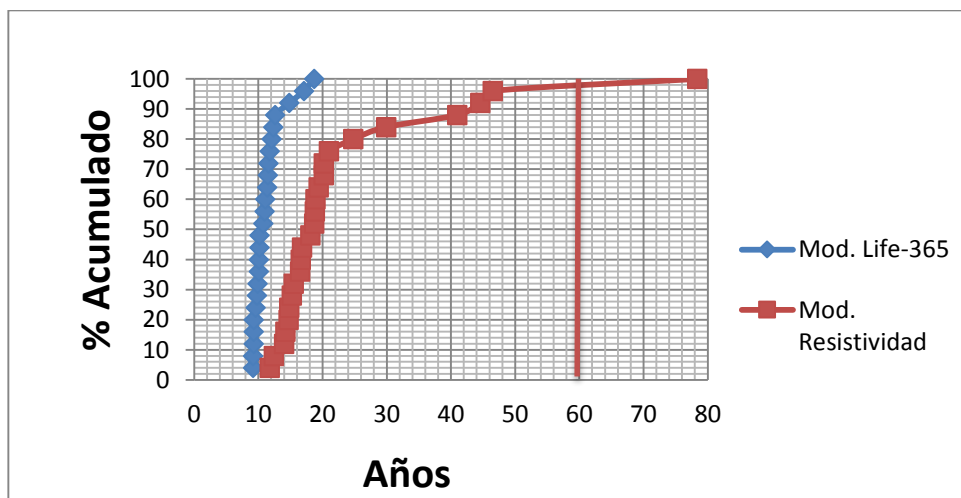
104Figura. 6.77. Acumulado general de vida de servicio “Puerto 3” muelle T.



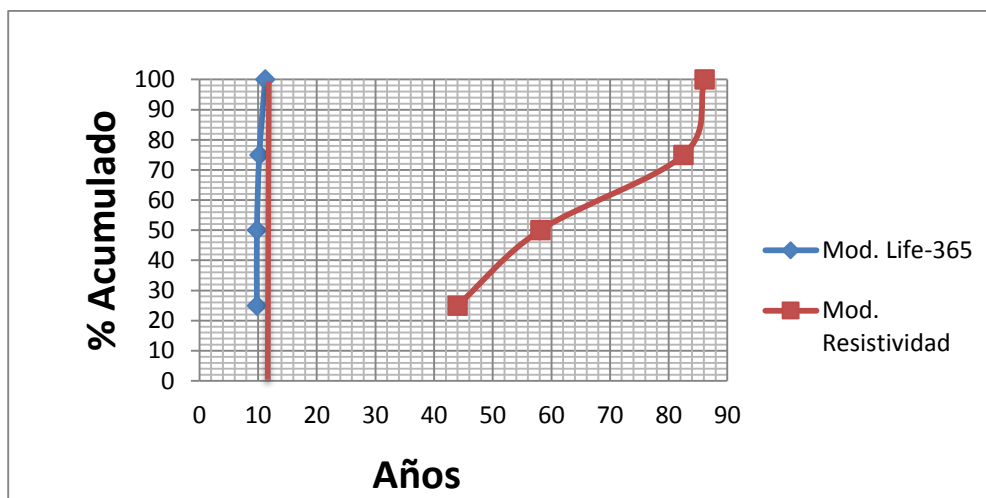
105Figura. 6.78. Acumulado general de vida de servicio “Puerto 4” banda A



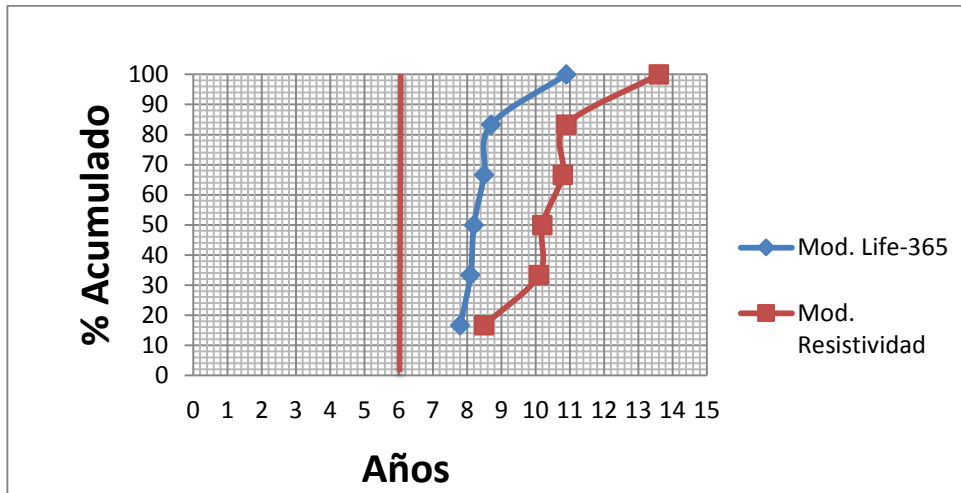
106Figura. 6.79. Acumulado general de vida de servicio “Puerto 4” banda B.



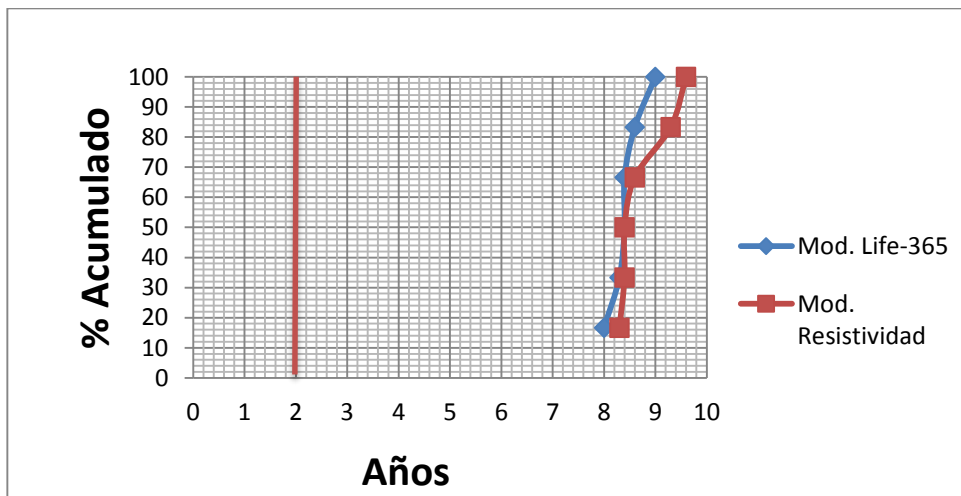
107Figura. 6.80. Acumulado general de vida de servicio “Puerto 4” banda C.



108Figura. 6.81. Acumulado general de vida de servicio “Puerto 4” muelle 13.



109Figura. 6.82. Acumulado general de vida de servicio “Puerto 4” muelle 14.



110Figura. 6.83. Acumulado general de vida de servicio “Puerto 4” muelle 15.

7.- Análisis y discusión de resultados

En este capítulo se discutirán los resultados obtenidos tanto de las pruebas realizadas a los especímenes, como los de predicción de vida útil calculados con el software “Life-365”.

Para los resultados de las pruebas realizadas a los especímenes, se hará una comparación cuantitativa contra los criterios de durabilidad adoptados en este trabajo, los cuales ya se expusieron en el capítulo 3.

En cuanto a los resultados de predicción de vida útil obtenidos con los dos modelos utilizados, se analizarán en función del estado físico y la edad actual de las estructuras evaluadas para determinar si la predicción se apega a la realidad.

7.1 Pruebas realizadas

En este trabajo se analizaron los muelles de cuatro puertos marítimos del País, los cuales durante el periodo del año 2013 al año 2014 se inspeccionaron por el equipo de trabajo del laboratorio “Ing. Luis Silva Ruelas de la UMSNH” [56]. En esta inspección se realizaron tanto pruebas in situ, como en laboratorio a los especímenes extraídos. Con alcances y objetivos diferentes a los de dicha inspección se utilizan los resultados de estas pruebas en este trabajo de tesis, los cuales se discutirán a continuación.

Los resultados presentados son los correspondientes a las pruebas que se muestran a continuación, los cuales se discutirán en ese orden respectivamente para cada puerto.

- Resistividad eléctrica.
- Velocidad de pulso.
- Concentración de cloruros.
- Resistencia a la compresión.
- Tensión indirecta.
- Profundidad de carbonatación.
- Fagerlund.
- % de vacíos.
- Velocidad de corrosión.
- Potenciales de media celda.

Para el “Puerto 1” la prueba de resistividad eléctrica se realizó a un total de siete especímenes, obteniéndose resultados de entre 18 kohm-cm como mínimo a 39 kohm-cm como máximo. La Red DURAR establece los criterios de esta prueba para determinar el riesgo por corrosión del concreto, los cuales indican que un concreto con resistividad menor a 10 kohm-cm tienen un alto riesgo por corrosión, concretos con resistividad de entre 10 a 200 kohm-cm tienen riesgo moderado a la corrosión y concretos con resistividad mayor a los 200 kohm-cm tienen bajo riesgo a la corrosión.

Comparando los resultados de resistividad obtenidos para el “Puerto 1” con los criterios de la Red DURAR, se observa que el 100% de las muestras quedan dentro del rango de un concreto de riesgo moderado a la corrosión, sin embargo es importante hacer mención que los valores obtenidos están más cercanos al límite inferior de este rango, ya que todas las muestras quedan dentro del primer cuarto del rango por no sobrepasar los 50 kohm-cm esto indica un riesgo moderado considerable a la corrosión. Véase figura. 6.1.

En el “Puerto 2” se probaron doce muestras a resistividad eléctrica, de acuerdo a la Figura. 6.2, se puede observar valores desde los 4 kohm-cm hasta los 80 kohm-cm. Exceptuando los valores correspondientes a las muestras del pilote 49S5 tenemos valores de entre 4 kohm-cm a 24 kohm-cm. de los cuales cuatro muestras están por debajo de los 10 kohm-cm, indicando un concreto de alto riesgo a la corrosión. y Las 5 restantes están entre 16 kohm-cm a los 24 kohm-cm quedando en el rango de riesgo moderado a la corrosión pero muy cercanas al límite inferior del mismo. Es importante hacer la separación de las 3 muestras correspondientes al pilote 49S5 debido a los valores que presentan los cuales están entre 58 kohm-cm a los 80 kohm-cm, valores que comparados con los obtenidos en el resto de las muestras son 3 veces mayores. Realizando una revisión en el reporte fotográfico de la inspección realizada en este puerto, se encontró que en la sección a la que pertenece el pilote 49S5 el agregado pétreo grueso (grava) tiene un tamaño de 1 1/2" pulgadas por lo que al extraer los especímenes cilíndricos de concreto, gran parte de estos son agregado pétreo y la resistividad medida no corresponde a la del concreto como tal, sino a la resistividad del agregado, es por esto que se presentaron estos valores más altos.

El “Puerto 3” está conformado por el muelle G y el muelle T, para realizar el análisis de los resultados es importante hacerlo por muelle ya que cada uno de estos está construido con diferente sistema constructivo y en diferente año, lo que influye directamente en los resultados obtenidos. Para el muelle G se probaron 8 muestras a resistividad eléctrica, las cuales presentaron valores de entre 24 kohm-cm a 70 kohm-cm, indicando que el concreto de este muelle es de riesgo moderado a la corrosión de acuerdo lo establecido en la red Durar. Para el muelle T se probaron 10 muestras en las cuales se obtuvieron valores 11 kohm-cm a 38 kohm-cm, siendo también un concreto con riesgo moderado a la corrosión, sin embargo en promedio el valor de resistividad para el muelle G es mayor al del muelle T, por lo que en este último se tiene un mayor riesgo a la corrosión.

En el “Puerto 4” se tienen 6 muelles diferentes, Banda A, Banda B, Banda C, muelle 13, muelle 14 y muelle 15. De acuerdo a las Figura 6.4 a la 6.7 en las cuales se muestran los resultados de resistividad eléctrica para este puerto, en orden consecutivo de la muestra 14S8 a la muestra mod.20, corresponden a la Banda C, siendo un total de 25 muestras, las cuales presentan resultados de entre 8 kohm-cm a los 26 kohm-cm siendo las muestras 86W11 y 68W19 las únicas que están en el rango de alto riesgo a la corrosión y las restantes quedan en el rango de riesgo moderado a la corrosión, siendo la mayoría con valores entre los 10 kohm-cm a los 15 kohm-cm. De la muestra 4N11 a la muestra 81W11 corresponden a la Banda B, son 15 muestras de las cuales las muestra 45S6 tienen un valor inferior a los 10 kohm-cm siendo de alto riesgo a la

corrosión y el resto se sitúan entre los 11 kohm-cm a los 26 kohm-cm estando en el rango de riesgo moderado a la corrosión. De la muestra D8E1 a la D18E1 pertenecen a la banda A las cuales muestran valores 35 kohm-cm a los 60 kohm-cm con respecto a las bandas mencionadas anteriormente se aprecia un incremento en el valor de resistividad, esto se debe a que la banda A fue reparada recientemente con un concreto de mejor calidad al original. El muelle 13 queda representado por las muestras 11N13-1 a la 12N13-1 que se muestran al final de la Figura 6.7. Presentando valores de 39 kohm-cm a 72 kohm-cm, un rango de valores similar al obtenido para la banda A, lo cual se puede entender sabiendo que el muelle 13 al igual que la banda A, también fue reparado recientemente con un concreto de mejor calidad. Son estos dos muelles (banda A y muelle 13) los que presentan los valores más altos de resistividad para el “Puerto 4”. De la muestra B8N a la muestra C59W corresponde al muelle 14, las cuales presentan valores de 8 kohm-cm a 22 kohm-cm, siendo solo la muestra D43N la que queda en el rango de concreto de alto riesgo a la corrosión y las 5 restantes indican un concreto de riesgo moderado a la corrosión. Por último de la muestra 76BW a la muestra C3S, corresponden al muelle 15, presentando valores de 5 kohm-cm a 14 kohm-cm, de los cuales únicamente las muestras C3S están por encima de los 10 kohm-cm, siendo el resto de un alto riesgo a la corrosión, en promedio el total de muestras para este muelle tienen un valor de resistividad por debajo de los 10 kohm-cm por lo que se puede decir que el 100 % del muelle tiene un concreto de alto riesgo a la corrosión. Es importante mencionar que este muelle está construido mediante pilas coladas in situ, y la fecha de inspección contaba con una edad de 2 años de vida de servicio, por lo tanto los valores obtenidos de resistividad pueden ser resultado de una mala calidad de los agregados utilizados en el concreto o un deficiente control de calidad al momento de hacer el colado.

La Red DURAR también establece un criterio de durabilidad en función de la velocidad de pulso ultrasónico (VPU) del concreto, en el cual un concreto con $VPU < 2135$ es clasificado como muy pobre, con VPU entre 2135 a 3050 como pobre, con VPU entre 3050 a 3660 como cuestionable, con VPU entre 3660 a 4575 como bueno y concretos con $VPU > 4575$ se clasifican como excelentes, siendo estos valores en m/s.

Para el “Puerto 1” se obtuvieron valores de velocidad de pulso ultrasónico de 3960 m/s a 4580 m/s para las 7 muestras probadas, lo que indica que el 100% de las muestras indican que el concreto es BUENO de acuerdo al criterio de la Red Durar.

En el “Puerto 2” se obtuvieron resultados de VPU entre 3000 m/s a los 4200 m/s en las 12 muestras probadas, estando 5 de estas en el rango de concreto cuestionable y las 7 restantes en el rango de concreto bueno.

En el muelle G del “Puerto 3” se midió la VPU en las muestras E6D, E6D, W41B, N52C, N52C, y S4D, S4D, S4D. Estando todos los resultados entre 3800 m/s a 4500 m/s, indicando un concreto bueno para el muelle G. El resto de las muestras que se observan en la Figura 6.10. Corresponden al muelle T, en las cuales se obtuvieron valores de 4000 m/s a 4400 m/s, lo que indica un concreto de calidad buena, solamente en la muestra W111A se obtuvo un valor de 4800 m/s valor de un

concreto de calidad excelente. Pero en general se puede decir que de acuerdo a la prueba de velocidad de pulso ultrasónico la calidad del concreto del “Puerto 3” es buena.

Para el “Puerto 4” el análisis de los resultados de VPU se hará por muelle. Resultados que se presentan de la Figura 6.11 a la 6.14. Para la banda C se obtuvieron valores entre 2300 m/s a 4000 m/s, este rango de valores abarca el concreto de calidad pobre, cuestionable y buena. En total son 25 muestras, de las cuales 11 tienen una calidad pobre, 8 tienen calidad cuestionable y 7 indican que el concreto es de buena calidad. Para el caso de la banda B, se tienen 15 muestras a las cuales se les midió la VPU, arrojando valores de 3600 m/s a 4300 m/s, situando al 100% de las muestras en el rango de un concreto de buena calidad. LA banda A presenta también el 100% de resultados de VPU en el rango de un concreto de buena calidad. Siguiendo el orden de las muestras, en la Figura 6.14 aparecen las muestras correspondientes al muelle 14, las cuales son de la muestra B8N a la muestra C59W, estas muestras presentan resultados de 3400 m/s a 3900 m/s, pero de las 6 muestras pertenecientes a este muelle solo la muestra B8N está en el rango de concreto de buena calidad, las cinco restantes están en el rango de concreto de calidad cuestionable. Para el muelle 15 se tienen de la muestra 76BW a la muestra C3S de la Figura. 6.14. de las cuales las muestras 76BW y C3S presentan valores de VPU que clasifican al concreto como de calidad buena y el resto presenta valores entre 3050 m/s a 3660 m/s lo que clasifica al concreto como de calidad cuestionable. Por último de la muestra 11N13-1 a la muestra 12N13-1 corresponden al muelle 13, dichas muestras presentan resultados de VPU entre 3950 m/s a 4100 m/s, clasificando al concreto de este muelle como de calidad buena.

Como se puede observar la mayoría de las muestras de todos los muelles estudiados presentan valores de Velocidad de Pulso Ultrasónico en el rango de concreto de buena calidad, lo que no corresponde a lo observado con la prueba de Resistividad eléctrica. Al respecto se puede decir que la Prueba de Velocidad de Pulso Ultrasónico no se debe tomar como determinante para juzgar la calidad del concreto, debido a que esta prueba no es lo bastante sensible para determinar la calidad del concreto. Sin embargo por ser una prueba fácil, rápida, barata y sobre todo no destructiva se recomienda hacerla para evaluar un concreto por durabilidad.

En cuanto a la concentración de cloruros, la Red DURAR estable un máximo permisible de 0.5 % respecto al peso del concreto.

En el “Puerto 1” se realizó la prueba de concentración de cloruros a cinco especímenes, de los cuales solo uno de ellos presento una concentración de cloruros por encima de la permitida, lo cual quiere decir que un 80% está dentro del límite de cloruros permisible. Véase Figura 6.15.

Para el “Puerto 2” se realizó la prueba de concentración de cloruros a 6 especímenes de los cuales un 83.3 % sobrepasan el límite permisible al menos en el valor más superficial, solo una muestra queda totalmente por debajo del 0.5%. Véase Figura 6.16.

Para el “Puerto 3” se realizó la prueba de concentración de cloruros a 9 especímenes. De los cuales un 33.33% están por encima del límite permisible por la Red DURAR y el 66.66% restante están por debajo de dicho valor límite. Véase Figura 6.17.

Los resultados de concentración de cloruros para el “Puerto 4” se muestran en la Figura 6.18 y 6.19. Para este muelle se realizó esta prueba a un total de 37 especímenes, de los cuales un 70.27 % presentan valores por arriba del límite permisible. Separando estas muestras por muelle tenemos que para la banda son 14 especímenes de los cuales 8 presentan un valor por arriba del límite lo que representa un 57.14 %. Para la banda B se realizó la prueba a 8 especímenes de los en 7 se obtuvo un valor por encima del valor límite, lo que representa un 87.5%. Para la banda A se realizó la prueba a 3 especímenes y en el 100% de ellos se obtuvo un valor por arriba del valor límite. Al igual que en el muelle 13, en el cual se probaron 2 especímenes y en los dos se obtuvo un resultado por encima del límite. Para el muelle 14 se realizó la prueba a 6 especímenes de los cuales en tres se obtuvo un valor de concentración de cloruros mayor al valor límite, lo que representa un 50%. Por último para el muelle 15 se realizó la prueba a 4 especímenes y en tres de ellos se obtuvo un valor mayor al límite, lo que representa un valor del 75%.

El valor de la resistencia a la compresión, por sí solo, no es un indicativo de la durabilidad del concreto, ya que dependerá de varios factores más como son: la relación agua/cemento, el tipo de cemento utilizado, el espesor del recubrimiento del acero de refuerzo, etc. Sin embargo se pueden aceptar valores de resistencia mayores a 45 MPa para considerar que el concreto es durable y por debajo de 20 MPa es un concreto de baja durabilidad. [1]

En la Figura. 6.20 se muestran los resultados de la prueba de resistencia a la compresión para el “Puerto 1”, en dicha grafica se muestran los límites de resistencia de diseño y de resistencia para que el concreto se considere durable. Cabe mencionar que para este puerto la resistencia de diseño es de 25 MPa. Para este puerto se observa que la resistencia de los 7 especímenes probados está por encima de la resistencia de diseño pero solo 4 de estas están por arriba del límite para considerar al concreto durable.

Para el “Puerto 2”, igual se tienen una resistencia de diseño de 25 Mpa a compresión, sin embargo para este puerto se obtuvieron resistencia por debajo a la de diseño, solo 4 especímenes de los 12 probados obtuvieron una resistencia por encima de los 25 MPa. Y ninguno de ellos alcanzo los 45 MPa. Para considerarse como un concreto durable.

Para el “Puerto 3” se probaron a compresión un total de 18 especímenes de los cuales el 16.66% obtuvieron un resultado por debajo de la resistencia de diseño que es de 25MPa, el 72.22 % tuvo una resistencia por arriba de la de diseño pero no llego al criterio de durabilidad de 45 MPa. Y solo el 11.11% obtuvo una resistencia mayor a los 45 MPa.

Para el “Puerto 4” se probaron a compresión un total de 62 especímenes, de los cuales el 25.81% registran una resistencia menor a la resistencia de diseño que es de 25 MPa. El 67.74% tiene una

resistencia mayor a la de diseño pero no alcanza la resistencia de 45 MPa. Que establece la Red Durar y únicamente el 6.45% de las muestras tiene una resistencia mayor a los 45 MPa.

Los porcentajes tan bajos de especímenes que sobrepasaron la resistencia de 45 MPa como criterio de durabilidad, se entiende ya que dichos puertos tienen una resistencia de diseño de 25 MPa y además la mayoría de ellos a excepción de los muelles 13, 14 y 15 del “Puerto 4” fueron construidos hace más de 25 años, y se diseñaron por criterios estructurales mas no de durabilidad.

La resistencia a la tensión indirecta no es un resultado que se tome como criterio de durabilidad para el concreto, sin embargo se recomienda que esta debe ser del orden del 10% de la resistencia de diseño a la compresión. En este trabajo se reportan dichos resultados ya que durante la evaluación realizada a los 4 Puertos [56] se realizó esta prueba para romper el espécimen por su eje longitudinal para realizar la prueba de profundidad de carbonatación con la solución de fenolftaleína, que este si es un indicador de durabilidad del concreto. Véase Figura 6.27 a 6.32.

La profundidad de carbonatación es una prueba que se realiza como indicar del daño que ha sufrido el concreto debido al dióxido de carbono presente en el medio ambiente, si esta profundidad alcanza al acero de refuerzo, lo despasiva y se inicia la corrosión.

Para el “Puerto 1” solo una de las 5 muestras sometidas a esta prueba presento un frente carbonatado de 1.6 cm, el resto tuvo carbonatación cero. Es importante mencionar que se sabe de acuerdo al registro de campo que el elemento del cual se extrajo la muestra 3B1E, presentaba grietas, por lo que esta profundidad de carbonatación se considera carbonatación puntual debido a las grietas existentes. Véase Figura 6.33.

Para las muestras del “Puerto 2” sometidas a la prueba de carbonatación se obtuvieron resultados entre 0.1 a 0.67 cm de profundidad, lo cual es despreciable para tomarlo en cuenta como daño que afecte a la durabilidad de la estructura. Véase Figura. 6.34.

En el “Puerto 3” se tomaron 8 muestras para realizar la prueba de carbonatación, de las cuales 3 registraron un valor de profundidad cero y el resto presento resultados de 0.1 cm a 2.1 cm de profundidad de carbonatación. Véase Figura. 6.35.

Para el “Puerto 4” se tienen 38 muestras a las que se les practico la prueba de profundidad de carbonatación, de las cuales 3 presentaron una profundidad cero, las 35 restantes registraron profundidades de 0.1 cm a 3 cm máximo. Véase Figura. 6.36, 6.37 y 6.38.

En cuanto a la profundidad de carbonatación se observan valores por debajo de los 3 cm en el 100% de las muestras de todos los puertos analizados, esto nos hace descartar totalmente el mecanismo de corrosión por carbonatación, ya que este valor no llega a la mitad del valor de recubrimiento del concreto de los elementos de estos puertos, el cual es mínimo de 7 cm. Por lo que se comprueba que el mecanismo de corrosión es por cloruros, lo cual es lógico por tratarse de ambiente marino.

La porosidad en el concreto definitivamente es una de las características más importantes para definir el tiempo de vida útil que va a tener este. En el caso de este estudio en el que el mecanismo de corrosión es por el ingreso de cloruros que se da desde la superficie del elemento hasta la profundidad del acero de refuerzo, los cloruros avanzan por difusión en el concreto siguiendo la segunda ley de Fick, por lo que en un concreto con un porcentaje alto de porosidad el ingreso de los cloruros será mucho más rápido que en un concreto con poca porosidad. La Red DURAR establece los límites del criterio de durabilidad para clasificar un concreto en cuanto a su porosidad. Un concreto con porosidad $\leq 10\%$ será un concreto de buena calidad y compacidad, un concreto con porosidad entre el 10% y 15% será un concreto de calidad moderada y un concreto con porosidad $> 15\%$ será un concreto de durabilidad inadecuada.

Para el “Puerto1” tenemos que las 7 muestras en las que se evaluó la porosidad del concreto arrojaron resultados de porosidad de 6.40% a 9.18% lo que indica que el 100% de ellas están por debajo del 10% de porosidad, por lo que se tienen un concreto de buena calidad y compacidad de acuerdo a la porosidad del mismo. Véase Figura. 6.45.

Para el “Puerto 2” se tienen 12 muestras a las que se les practicó la prueba de porosidad, de las cuales 9 de ellas reportan resultados de 12.37% a 14.40% de porosidad, lo que representa un 75% de las muestras en el rango de concreto de calidad moderada y el 25 % de muestras restante queda por encima del 15% de porosidad lo que indica que son de durabilidad inadecuada, teniendo estas valores de 16.18% a 18.86% de porosidad. Véase Figura. 6.46.

En el “Puerto 3” en total se probaron 18 muestras, de las cuales el 33.33% están por debajo del 10% de porosidad, el 44.44 % de las muestras están entre 10% y 15% de porosidad y solo el 22.22% de las muestras tienen un porosidad mayor al 15% siendo estas de durabilidad inadecuada. Véase Figura. 6.47.

Para el “Puerto 4” se tienen 60 muestras a las cuales se les realizó la prueba de porosidad, de las cuales el 3.33% de las muestras tuvieron una porosidad menor al 10%, el 60% de las muestras están entre el 10% y el 15% de porosidad y el 36.66% de las muestras tienen una porosidad mayor al 15%, quedando como de durabilidad inadecuada. Véase Figura. 6.48 a 6.51. Es importante mencionar que las muestras correspondientes al muelle 15 del “Puerto 4” (de la muestra 76BW a la C3S en la Figura 6.51) registran en su totalidad valores por encima del 15% de porosidad, comparando estos resultados con los de resistividad eléctrica para ese mismo muelle (Figura 6.7) se observa que en cuanto a resistividad ese muelle también presenta resultados deficientes, por debajo de los 10 kohm-cm. por lo que dos pruebas nos indican que el muelle 15 en específico tiene un concreto de baja calidad

También como parte de la inspección realizada a los puertos en estudio [56]. Se hicieron pruebas electroquímicas para verificar si los muelles ya se están corroyendo y a qué velocidad está pasando esto. Las pruebas que se realizaron son: Potenciales de media celda y Velocidad de

corrosión. Como parte de este trabajo se presentan las gráficas de % acumulado para cada prueba en general para cada puerto.

La prueba de potenciales de media celda tiene bastantes ventajas para su aplicación, ya que es rápida, barata y los resultados que arroja son bastante confiables por lo que se pueden tomar como un indicador de la durabilidad de la estructura. Esta prueba lo que nos dice es la probabilidad de corrosión que se tiene en la zona evaluada.

Para el “Puerto 1” se tiene que el 6.3% de las muestras indican una probabilidad del 90 % de no corrosión, el 39.35% de las muestras indican una probabilidad del 50% de corrosión y el 54.35% de las muestras indican el 90% de probabilidad de corrosión, se observa que más del 50% de las muestras están indicando que en este puerto ya inicio la corrosión de la armadura. Véase Figura 6.52.

Para el “Puerto 2”, el 26.32% de las muestras indican una probabilidad del 90% de no corrosión, el 30.84% de las muestras indican un 50% de probabilidad de corrosión y el 42.84% de las muestras indican un 90 % de probabilidad de corrosión de la armadura. Véase Figura 6.53.

Para el “Puerto 3”, el 18.18% de las muestras indican un 90% de probabilidad de no corrosión, el 21.66% indican un 50% de probabilidad de corrosión y el 60.16% de las muestras indican un 90% de corrosión. En este puerto importante mencionar que se tiene más del 50% de muestras con una corrosión activa. Véase Figura 6.54.

Para el “Puerto 4”, el 49.89% de las muestras indican un 90% de probabilidad de no corrosión, el 25.26% de las muestras indican un 50% de probabilidad de corrosión y el 24.85% de las muestras tienen un 90 % de probabilidad de corrosión de la armadura. Véase Figura 6.55.

En general se puede observar que en los 4 puertos estudiados ya se tiene un porcentaje considerable de muestras con probabilidad de corrosión activa, lo que indica que todos los puertos ya alcanzaron el periodo de iniciación y se encuentran en el periodo de propagación de la corrosión. Por lo que es necesario se intervengan lo antes posible.

Los valores de % acumulado de velocidad de corrosión obtenidos se compararan con los límites de durabilidad propuestos por la Red DURAR para esta prueba. Los cuales se muestran en el capítulo 3.

Para el “Puerto 1” se obtuvieron valores de velocidad de corrosión que indican que el 46.77% de las muestras tienen un nivel de corrosión despreciable, el 38.31% de las muestras tienen un nivel de corrosión moderado, el 2,02% de las muestras tienen un nivel de corrosión elevado y el 12.90% de las muestras presentan un nivel de corrosión muy elevada. Para este puerto se puede ver que el 85% de las muestras están en un nivel de corrosión de despreciable a moderado. Véase Figura. 6.56.

Para el “Puerto 2”, el 55.2% de las muestras se encuentran en el rango de nivel de corrosión despreciable por estar por debajo de $0.1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$, el 32.2% de las muestras están en un nivel de corrosión moderado, el 8% de las muestras tienen un nivel de corrosión elevado y solo el 4.6 de las muestras están por encima de $1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$, lo que indica que tienen un nivel de corrosión muy elevado. Véase Figura. 6.57.

Para el “Puerto 3” no fue posible realizar esta prueba, debido a lo irregular y rugoso de la superficie de la gran mayoría de las pilas, además de que casi todas tenían una capa de concreto (carcasa) ajena al elemento estructural que impedía la medición de la velocidad de corrosión en el elemento estructural.

Para el “Puerto 1” se obtuvieron valores de velocidad de corrosión que indican que el 37.5% de las muestras tienen un nivel de corrosión despreciable, el 45% de las muestras tienen un nivel de corrosión moderado, el 5% de las muestras tienen un nivel de corrosión elevado y el 12.5% de las muestras presentan un nivel de corrosión muy elevada. Véase Figura. 6.58.

7.2 Predicción de la vida útil de las estructuras.

Con respecto a la predicción de vida útil de las estructuras evaluadas, se presentaron los resultados obtenidos con el modelo propio del software “Lfe-365” y los calculados con el coeficiente de difusión a partir de la resistividad [54].

Para el “Puerto 1” utilizando el modelo de “Life-365” se obtuvieron valores de vida útil de 15 a 24 años, con un promedio de vida útil de 19.63 años. Con el modelo de resistividad se 40 a 64 años de vida útil con un promedio de 47.3 años de vida útil. (Véase Figura. 6.59 y 6.64.) Se puede apreciar una gran diferencia en la predicción de vida útil con ambos modelos para una misma estructura, por lo que para determinar cuál de los dos modelos se acerca más al estado real del puerto, se realizó una gráfica de los años de vida útil contra el % acumulado de vida útil (Figura. 6.74) en la cual se marca la edad del muelle por medio de la línea roja. Esta gráfica se puede observar que el 100% de los resultados obtenidos con el modelo del Life-365 quedan a la izquierda de la línea de edad del muelle que es de 34 años, lo que indica que ya se alcanzó y sobrepasó la vida útil de este puerto. En cambio para los valores de vida útil obtenidos con el modelo de resistividad se observa que el 85% de las muestras están a la derecha de la línea de edad del muelle, lo que indica que aún no se ha alcanzado la vida útil de este puerto. Para discernir en cuál de las dos predicciones se apega más a la realidad se comparan estos resultados contra el daño real por corrosión que existe en este puerto. (Tabla. 6.5). De acuerdo a la inspección realizada [56] se tienen datos de un total de 603 pilotes, de los cuales 577 presentan daño por corrosión esto representa que un 95.69% del muelle ya alcanzó su vida útil. De acuerdo a esto la predicción con el modelo de resistividad para este puerto queda totalmente fuera de la realidad, ya que existe daño por corrosión en prácticamente todo el puerto. La predicción con el modelo del Life-365, si es coherente con el daño existente, sin embargo existe un rango de 10 años entre la edad que predice el software con la edad real del muelle, esto no nos permite asegurar la precisión en las predicciones del software.

Para el “Puerto 2”, con el modelo del Life-365, se obtuvieron valores de 8.5 a 16.5 años de vida útil para los elementos analizados, teniendo un promedio de 10.48 años de vida útil o vida de servicio. Véase Figura. 6.60. Con el modelo de resistividad se obtuvieron valores de 8.9 a 106 años de edad de vida útil, sin embargo observando la figura 6.65. Podemos observar que los elementos 49S5 son los únicos que presentan los valores más altos, de 73 a 106 años, de los resultados de resistividad, sabemos que estos elementos presentaron una resistividad muy alta debido al tamaño del agregado pétreo, por lo que estos valores de vida útil no deben ser tomados en cuenta, quedando así un valor promedio de vida útil de 18.18 años. Los elementos utilizados para calcular la vida útil, pertenecen a la banda Este del “Puerto 2”, por lo tanto estos resultados se compararan con el daño por corrosión encontrado en esta banda. En la Tabla. 6.6, se indica que la banda Este tienen un total de 1490 elementos (pilas y pilotes) de los cuales 1070 presentan daño por corrosión, lo que representa un 71.81% de elementos dañados y la edad de este muelle es de 60 años. En la gráfica de años de vida útil contra el % acumulado de vida útil (Figura. 6.75) se observa que de acuerdo a la predicción de vida útil del modelo del Life-365 el 100% de los elementos ya alcanzaron su vida útil y la sobrepasaron por más de 40 años, con el modelo de resistividad, se observa que un 80% de los elementos ya alcanzaron su vida útil, mientras que el 20 % restante aun no, sin embargo este 20 % corresponde a las muestras que presentan elevada resistividad por el tamaño del agregado. Para el caso de este puerto por la elevada edad que tienen en servicio no se puede determinar con certeza cuál de los dos modelos se apega más a la realidad, ya que por la edad del puerto y el porcentaje de daño que se presenta, está claro que ya se sobrepasó la vida útil de esta estructura.

Para el “Puerto 3”, dado que se tienen elementos correspondientes a dos muelles diferentes (muelle G y muelle T), el análisis de la vida útil se hará por muelle. En el muelle G con el modelo del Life-365, se obtuvieron valores de 7.4 a 9.5 años de vida útil con un promedio de 8.63 años y con el modelo de resistividad se obtuvieron valores de 7.8 a 10.5 años de vida útil, con un promedio de 9.3 años. Para este muelle la predicción de vida útil es muy similar, ya que esta alrededor de los 10 años, En la gráfica de años de vida útil contra el % acumulado de vida útil (Figura. 6.76), se puede apreciar claramente como los valores obtenidos con ambos modelos son similares, en esta misma figura comparando estos valores con la edad del muelle (34 años), se aprecia que el 100% de valores están a la izquierda de la línea de la edad del muelle, lo que indica que ya se alcanzó y sobrepasó la vida útil, de acuerdo a la tabla 6.7 se puede ver que el daño real por corrosión presentado es de un 94.74% de los elementos de este muelle por lo que los resultados de predicción de ambos modelos son coherentes con este daño.

En el muelle T del “Puerto 3” con el modelo del Life-365 se obtuvieron valores de 8.5 a 11.7 años de vida útil, con un promedio de 9.5 años y con el modelo de resistividad para este mismo muelle se obtuvieron valores de 10 a 28 años de vida útil con un promedio de 13.6 años de vida útil, para este muelle en valor promedio obtenido con el modelo de resistividad es 4 años mayor al obtenido con el modelo de Life-365, y la edad del muelle es de 33 años, por lo que ambos modelos indican que ya se sobrepasó la vida de servicio. En la Figura. 6.77. Se puede ver que el 100% de

elementos con ambos modelos quedan del lado izquierdo de la línea de edad. Comparando esto con los datos de daño por corrosión real de la tabla 6.7. En donde se indica que se tiene un 88.54% de elementos dañados lo cual coincide con lo indicado en la predicción de ambos modelos. Sin embargo existe un rango de 15 años entre los datos de predicción y la edad actual del muelle, por lo cual la corrosión se pudo iniciar incluso antes de lo que indica el software.

Para el “Puerto 4” el análisis de resultados de vida útil se realizara por muelle, en este caso tenemos, la banda A, la banda B, la banda C, el muelle 13, muelle 14 y el muelle 15.

En la banda A con el modelo del Life-365, se obtuvieron valores de 10.1 a 19.2 años de vida útil con un promedio de 15.8 años, para esta misma banda con el modelo de resistividad se obtuvieron valores de 36.2 a 82.8 años de vida útil, con un promedio de 53.11 años. Para este muelle la diferencia entre las predicciones de vida útil obtenidas con ambos modelos varia por más de 35 años, recordando los valores de resistividad para estas mismas muestras se tienen valores altos para este muelle, esto se puede explicar debido a que este muelle ya fue intervenido recientemente y cuenta con concreto de mejor calidad, aun así los valores obtenidos con el modelo de resistividad están muy por encima del valor real de vida útil de este muelle. Véase Figura. 6.63 y 6.68. En la gráfica de años de vida útil contra el % acumulado de vida útil correspondiente a este muelle (Figura. 6.78) se puede observar que de acuerdo al modelo del Life-365, el 100% de elementos ya alcanzaron su vida de servicio, en cambio de acuerdo al modelo de resistividad aún no llegan a su vida útil. De acuerdo a la inspección realizada [56] se tiene registro que este muelle tiene un 31.85% de sus pilotes dañados por corrosión, lo que nos indica que el modelo de resistividad arroja un resultado totalmente fuera de la realidad para este muelle.

En la banda B, se obtuvieron valores de 10.1 a 16.1 años de vida útil con un promedio de 12.65 años, esto con el modelo del Life-365, (Figura 6.62 y 6.63). Con el modelo de resistividad se obtuvieron valores de 12.9 a 34.8 años de vida útil con un promedio de 19.86 años, la diferencia entre los promedios de vida útil calculados con ambos modelos es de 7 años. Sin embargo en la gráfica de años de vida útil contra el % acumulado de vida útil correspondiente a este muelle (Figura. 6.79) se aprecia que la edad de este muelle es de 60 años y el 100% de las muestras están a la izquierda de esta edad, lo que indica que ya se sobrepasó la vida útil de este muelle. Esto no quiere decir que la predicción sea correcta, ya que a pesar de la edad que tiene el muelle en servicio, se tiene un 53.63 % de los pilotes dañados por corrosión.

En la banda C, con el modelo del Life-365, se obtuvieron valores de 9.2 a 18.7 años de vida útil, con un promedio de 11.3 años y con el modelo de resistividad se obtuvieron valores de 11.8 a 78.4 años de vida de servicio, con un promedio de 23.32 años, 12 años más que con el modelo anteriormente descrito. Véase Figura 6.62 y 6.67. Este muelle cuenta con una edad de 60 años en servicio y tiene un total de 39.55% de pilotes dañados por corrosión. En la gráfica de años de vida útil contra el % acumulado de vida útil correspondiente a este muelle (Figura. 6.80) se observa que los resultados de predicción de vida útil de ambos modelos quedan rebasados al 100% por la edad

actual del muelle, sin embargo en este caso el modelo de resistividad es el que se acerca más al estado actual del muelle por ser el que da los valores de vida útil más altos.

Para el caso especial de los muelle 13, 14 y 15 del “Puerto 4” si se podrá verificar la precisión del software “Life-365” con ambos modelos de predicción (el propio y el de resistividad) ya que estos muelles fueron construidos recientemente y cuentan con edades de 11, 6 y 2 años respectivamente y también se conoce el nivel de daño por corrosión que presentan realmente.

Para el muelle 13, con el modelo del Life-365 se obtuvieron valores de 9.8 a 11.2 años de vida útil con un promedio de 10.25 años, véase Figura 6.63. Y con el modelo de resistividad se obtuvieron valores de 44 a 86.1 años de vida útil, con un promedio de 67.68 años, véase Figura 6.68. Al momento de la inspección el muelle contaba con 11 años en servicio y se encontró que el 24.44% de los pilotes que lo conforman tenían daño por corrosión, con estos resultados obtenidos en la inspección se puede decir que para este muelle la predicción realizada con el modelo de resistividad está totalmente fuera de la realidad, en cambio los resultados obtenidos con el modelo del Life-365 son bastante cercanos al estado del muelle. Véase Figura 6.81.

Para el muelle 14, con el modelo del Life-365, se obtuvieron valores de 7.8 a 10.9 años de vida útil, con un promedio de 8.7 años, y con el modelo de resistividad, se obtuvieron valores de 8.5 a 13.6 años de vida útil, con un promedio de 10.68 años, véase Figura 6.63 y 6.68. Para el caso de este muelle los valores obtenidos con ambos modelos son muy cercanos, ya que varían uno del otro por 2 años. En la gráfica de años de vida útil contra el % acumulado de vida útil correspondiente a este muelle (Figura. 6.82) se observa que el 100% de los elementos quedan a la derecha de la línea de la edad del muelle que es de 6 años, esto indica que aún no se alcanza la vida de servicio, sin embargo de acuerdo a los datos de inspección (Tabla 6.8) se sabe que este muelle tiene un 97.57 % de sus pilas con daño por corrosión. Recordando que el periodo de vida útil está compuesto por el periodo de iniciación más el periodo de propagación y que este último para el caso de este estudio es de 6 años, se puede decir que los elementos de este muelle ya alcanzaron su periodo de iniciación y se encuentran en su periodo de propagación. Para este muelle la predicción con ambos modelos concuerda en buena medida con el estado real del muelle.

Para el muelle 15, con el modelo del Life-365, se obtuvieron valores de 8 a 9 años de vida de servicio, con un promedio de 8.45 años. Véase Figura 6.63. Y con el modelo de resistividad se obtuvieron valores de 8.3 a 9.6 años de vida de servicio, con un promedio de 8.76 años. Véase Figura 6.68, para este muelle el cálculo con ambos modelos es prácticamente igual ya que difiere por menos de medio año. Este muelle al momento de la inspección tenía 2 años en servicio y se encontró que el 79.86 % de sus pilas tenían daño por corrosión. En la gráfica de años de vida útil contra el % acumulado de vida útil correspondiente a este muelle (Figura. 6.82), se observa que el muelle aun no llega a su vida de servicio, sin embargo sabiendo que el periodo de propagación tomado para este trabajo es de 6 años, se puede deducir que el muelle ya ha cumplido con su periodo de iniciación y empieza el periodo de propagación y debido a esto se explica el 79.86 %

de las pilas dañadas por corrosión. Es muy importante hacer notar que para este muelle, se obtuvieron los valores más bajos de resistividad y los valores más altos de porosidad, por lo que era de esperarse un resultado de una vida de servicio muy corta.

8.- Conclusiones.

Una vez terminado este trabajo en lo que comprendió la recopilación de información, revisión del estado del arte, resultados obtenidos y el análisis de los mismos, se puede concluir que:

1. El proceso de corrosión de las estructuras evaluadas se debe 100% al ataque por cloruros, ya que el fenómeno de carbonatación está presente pero aun no alcanza ni el 30 % del espesor del recubrimiento.
2. De acuerdo al análisis de las pruebas que se realizaron [56], se puede decir que los elementos de los muelles estudiados no satisfacen los criterios (resistividad, resistencia a la compresión y porosidad) para considerarse estructuras de alta durabilidad.
3. El punto anterior se entiende dado que la mayoría de los muelles, a excepción de los muelles 13, 14 y 15 del “Puerto 4”, fueron construidos hace más de 25 años, tiempo en el cual solo se diseñaba bajo criterios mecánicos.
4. El cálculo de vida útil utilizando los coeficientes de difusión calculados con el modelo de resistividad [54], No es confiable dado que generalmente para valores de resistividad mayores a 40 kohm-cm, los valores de vida útil se disparan a valores irreales.
5. El cálculo de vida útil utilizando el modelo propio del software “Life-365” arroja resultados más estables y conservadores.
6. Para el “Puerto 1”, “Puerto 2”, “Puerto 3” y las bandas A, B y C del “Puerto 4”, el tiempo de vida útil ya se alcanzó y sobrepasó, por lo que es necesaria una intervención para alargar su vida remanente.
7. El muelle 13 del “Puerto 4” que cuenta con 11 años de servicio, de acuerdo al modelo del software “Life-365” está en el final de su vida útil. Comparando este resultado con el estado real de este muelle se puede ver que se tiene un 24.44% de daño por corrosión, por lo que ya cumplió el periodo de iniciación, pero no el de vida útil.
8. Para los muelles 14 y 15 del “Puerto 4” de 6 y 2 años de edad respectivamente, el modelo del “Life-365” indica que aún no se alcanza la vida de servicio, sin embargo el nivel de daño presentado realmente indica que ya se inició la corrosión, por lo que estos muelles se encuentran en el periodo de propagación de la corrosión.
9. Para la totalidad de los muelles estudiados, se requieren reparaciones a corto plazo para alargar su vida remanente. Para el caso del “Puerto 2” se requiere una revisión estructural, ya que el 66.66% de las muestras evaluadas a compresión no cumplen con la resistencia de diseño.
10. El muelle 15 del “Puerto 4” al momento de la inspección contaba con 2 años en servicio y tenía 79.86 % de sus pilas dañadas por corrosión, además es el muelle que presentó los valores más bajos en cuanto a los criterios de durabilidad, por lo que es evidente que se trata de problemas de control de calidad al momento de su construcción, ya que son pilas coladas in situ.

9.- Bibliografía.

- [1] Red temática AV. (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), Segunda edición, julio de 1998, ISBN: 980-296-541-3.
- [2] Ministerio de la presidencia, Real decreto 1247/2008, Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08), Boletín oficial del estado, España.
- [3] Torres A. y Martínez M., 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,
- [4] Hernández Labra, Fernando, Puertos, México, UNAM, 1983.
- [5] López Gutiérrez, Héctor, Operación Administración y Planeación Portuarias, México, Ed. AMIP, 1999.
- [6] Neville, A. (1999), Tecnología del concreto. 1ra Ed., IMCYC, México.
- [7] <http://www.cementosdeandalucia.org/index.php?cPath=fabricacion&op=2> (imagen descargada en febrero de 2013).
- [8] NMX-C-414-2006-ONNCCE. Industria de la construcción - cementos hidráulicos - especificaciones y métodos de prueba.
- [9] “MANUAL DE LA CONSTRUCCIÓN CON CONCRETO” TOMO I, De Joseph J. Waddel y Joseph A. Dobrowolski, Tercera Edición. Mc Graw-Hill/Interamericana Editores S.A. de C. V. 1997.
- [10] Díaz González Noel, 2011, “Efecto del agregado grueso pétreo triturado en sollicitaciones mecánicas dinámicas y estáticas. Caso de concreto hidráulico simple adicionado con fibras deshidratadas de cactus opuntia blanco” Tesis de licenciatura, Facultad de ingeniería civil, Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, Morelia, Michoacán, México.
- [11] Tuutti, K; “Corrosion on Steel in concrete”, CBI Forskning Research, Swedish Cement and Concrete Research, Stockholm, Sweden, 1982.
- [12] Bermúdez Odriozola Miguel Ángel; “CORROSIÓN DE LAS ARMADURAS DEL HORMIGÓN ARMADO EN AMBIENTE MARINO: ZONA DE CARRERA DE MAREAS Y ZONA SUMERGIDA” Tesis Doctoral, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, 2007.

- [13] Helene Paulo Roberto do L., “Estructuras de Concreto, Proyectar para la Durabilidad” Seccional Colombiana del ACI.
- [14] S. Feliu, M. Morcillo, “Estudio de la corrosión del acero dulce, cinc, aluminio y cobre en la atmosfera de Madrid”, Rev. Metal, Madrid (CENIM) 1975
- [15] Mariaca R. L, Genescá Ll. J, Uruchurtu Ch. J y Hernández L.S. “Corrosividad Atmosférica (MICAT-MÉXICO)” Plaza y Valdés, S.A. de C.V. Primera edición, México 1999.
- [16] Costa J. “Conferencia: Que es la corrosión, mecanismos e importancia”, Seminario para el control y la protección de la corrosión mediante ánodos galvánicos de zinc, Manzanillo, Colima. Octubre de 2015.
- [17]
- [18] Bermúdez Odriozola Miguel Ángel; “CORROSIÓN DE LAS ARMADURAS DEL HORMIGÓN ARMADO EN AMBIENTE MARINO: ZONA DE CARRERA DE MAREAS Y ZONA SUMERGIDA” Tesis Doctoral, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, 2007.
- [19] Perez Quiroz J.T. “Inspección de estructuras de concreto reforzado” Apuntes de Tópicos de durabilidad, Morelia Mich. 2014.
- [20] Hornibrook, F. B., 1939, Application of Sonic Method to Freezing and Thawing Studies of Concrete, ASTM Bull. No. 101, p. 5.
- [21] O.E. Gjorv; O. Vennessl and A.H.S. El-Busaidy, Proc. Annu Offshore Tech. Conf. 9(n° 1)(1977) 581
- [22] González Fernandez J.A., Miranda Vidales J. “Corrosión en las estructuras de Hormigón armado: Fundamentos, medida, diagnosis y prevención.” Consejo Superior de investigaciones científicas, Madrid, 2007.
- [23] Rodriguez, J., Andrade, C.; “Análisis de las condiciones de fisuración en las estructuras de hormigón armado y su relación con la probabilidad de corrosión de las armaduras”, Informes de la construcción. Vol 36 N° 366 1984
- [24] American Concrete Institute. Building code Requirements for reinforced Concrete: ACI. Committee 318-ACI Manual of Concrete Practice 1992.
- [25] GOWRIPALAN, N., SIRIVIVATNANON, V y LIM, C. C. (2000) “Chloride diffusivity of concrete cracked in flexure” Cement and concrete research, vol 30, N° 5 May.
- [26] Rodriguez Blanco, G. “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, Leganés, 2009.

[27] <http://www.puertosalinacruz.com.mx/espi/0000001/inicio> Consultado Diciembre de 2015

[28] <http://www.puertodeguaymas.com.mx/> Consultado Diciembre de 2015

[29] <http://www.puertolazarocardenas.com.mx/plc25/> Consultado Diciembre de 2015

[30] <http://www.puertomanzanillo.com.mx/espi/0000001/inicio> Consultado Diciembre de 2015

[31] del Valle Moreno A. “Metodología para la inspección de los muelles de las API’s. Instituto Mexicano del Transporte. México.

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

[33] Whitehurst, E. A., 1966, Evaluation of Concrete Properties from Sonic Test, ACI Monograph 2, American Concrete Institute, Detroit, MI, p. 94.

[34] Malhotra V. M., 1985, Nondestructive methods for testing concrete, Department of Energy, Mines and Resources, Ottawa, Canada.

[35] Torres Acosta Andrés Antonio, Martínez Molina Wilfrido, Lomelí González María Guadalupe, Pérez Gallardo Alejandro, 2010, Adiciones en base a cactus como inhibidor de corrosión para acero de refuerzo en concreto, Publicación Técnica No. 328, Secretaría de Comunicaciones y Transportes Instituto Mexicano del Transporte, Querétaro, México.

[36][39] 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.

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

[38] RILEM-CPC-18, 1988, Measurement of Flardened Conctete Carbonation Depth, Materials ans Structures, vol. 21, No. 126.

[40] American Society for Testing and Materials, ASTM -C-1152-2003, Standard Test Method for Acid-Soluble Chloride in Mortar and Concrete.

[41] 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.

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

[43] NMX-C-109-ONNCCE-2010 “Cabeceo de especímenes cilíndricos” Industria de la construcción, Concreto.

[44] NMX-C-163-1997-ONNCCE, “Determinación de la resistencia a la tensión por compresión diametral de cilindros de concreto” Industria de la construcción.

[45] NMX-C-263-ONNCCE-2010 “Determinación de la masa específica absorción y vacíos” Industria de la construcción, Concreto hidráulico endurecido.

[46] Torres A. y Martínez M., 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,

[47]