	GESTIÓN DE SERVICIOS ACADÉMICOS Y BIBLIOTECARIOS		CÓDIGO	FO-GS-15	
			VERSIÓN	02	
	ESQUEMA HOJA DE RESUMEN			FECHA	03/04/2017
				PÁGINA	1 de 1
ELABORÓ		REVISÓ	APROBÓ		
Jefe División de Biblioteca		Equipo Operativo de Calidad	Líder de Calidad		

## RESUMEN TRABAJO DE GRADO

AUTOR(ES): NOMBRES Y APELLIDOS COMPLETOS

NOMBRE(S): KAREN DAYANNA APELLIDOS: CUEVAS GARCÉS

NOMBRE(S): YERLY MILENA APELLIDOS: ROLÓN PARADA

FACULTAD: INGENIERÍA

PLAN DE ESTUDIOS: INGENIERÍA CIVIL

DIRECTOR:

NOMBRE(S): JORGE FERNANDO APELLIDOS: MÁRQUEZ PEÑARANDA

NOMBRE(S): CARLOS ALEXIS APELLIDOS: BONILLA GRANADOS

TÍTULO DEL TRABAJO (TESIS): ESTADO DEL ARTE SOBRE IDENTIFICACIÓN Y TRATAMIENTO DE PATOLOGÍAS DEL CONCRETO REFORZADO.

Las estructuras de concreto reforzado a menudo están expuestas a patógenos que reducen su capacidad mecánica y durabilidad. Por tal motivo se debe conceptualizar y comprender el alcance de la patología, dado que pueden sufrir alteraciones en su estructura interna y en su comportamiento, poniendo en riesgo la seguridad estructural. Se realizó una revisión del estado de conocimiento actual de las patologías en el concreto reforzado; con información de bases de datos y otras fuentes documentales de revistas científicas de acceso abierto en diversos países. Se determinaron las posibles causas de alteración, así como métodos y técnicas de identificación o diagnóstico, se identificaron las diferentes metodologías o tratamientos de prevención y rehabilitación, enfocando principalmente en patologías ocasionadas por entrada de cloruros, corrosión del acero debido a carbonatación del concreto, degradación del concreto por acción bacteriana, reacción álcali-agregado en el concreto y cambios físicos y mecánicos por efecto de temperatura. Se encontró que recientemente se han desarrollado técnicas para identificar tempranamente el ataque por patógenos y simulaciones que puedan predecir futuros daños, igualmente se encontraron diferentes métodos de reparación y prevención aplicando recubrimientos e inhibidores químicos y minerales; también se ha desarrollado el uso de la nanotecnología y el concreto autorreparable.

PALABRAS CLAVES:

Concreto reforzado, patologías, corrosión, prevención, diagnóstico.

CARACTERÍSTICAS:

PÁGINAS: 418 PLANOS:      ILUSTRACIONES: 216 CD ROOM:

ESTADO DEL ARTE SOBRE IDENTIFICACIÓN Y TRATAMIENTO DE PATOLOGÍAS  
DEL CONCRETO REFORZADO

KAREN DAYANNA CUEVAS GARCÉS

YERLY MILENA PARADA ROLÓN

UNIVERSIDAD FRANCISCO DE PAULA SANTANDER

FACULTAD DE INGENIERÍAS

PLAN DE ESTUDIOS INGENIERÍA CIVIL

SAN JOSÉ DE CÚCUTA. ABRIL DE 2020

ESTADO DEL ARTE SOBRE IDENTIFICACIÓN Y TRATAMIENTO DE  
PATOLOGÍAS DEL CONCRETO REFORZADO

KAREN DAYANNA CUEVAS GARCÉS

YERLY MILENA PARADA ROLÓN

ANTEPROYECTO PRESENTADO COMO REQUISITO PARA OPTAR POR EL  
TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

DIRECTOR:

IC PHD MSC ESP JORGE FERNANDO MÁRQUEZ PEÑARANDA

CODIRECTOR:

IC MSC ESP.CARLOS ALEXIS BONILLA GRANADOS

UNIVERSIDAD FRANCISCO DE PAULA SANTANDER

FACULTAD DE INGENIERÍAS

PLAN DE ESTUDIOS INGENIERÍA CIVIL

SAN JOSÉ DE CÚCUTA. ABRIL DE 2020

## ACTA DE SUSTENTACION DE TRABAJO DE GRADO

FECHA: 14 DE MAYO DE 2020 HORA: 10:00 a. m.  
LUGAR: VIDEOCONFERENCIA MEET

PLAN DE ESTUDIOS: INGENIERIA CIVIL

TITULO DE LA TESIS: "ESTADO DEL ARTE SOBRE IDENTIFICACIÓN Y TRATAMIENTO DE  
PATOLOGÍAS DEL CONCRETO REFORZADO".

JURADOS: NELSON HERNANDO MENDOZA ARIAS  
CLAUDIA LILIANA CASADIEGO PERALTA

DIRECTOR: INGENIERO JORGE FERNANDO MÁRQUEZ PEÑARANDA

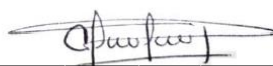
CODIRECTOR: INGENIERO CARLOS ALEXIS BONILLA GRANADOS

NOMBRE DE LOS ESTUDIANTES:	CODIGO	CALIFICACION	
		NUMERO	LETRA
KAREN DAYANA CUEVAS GARCES	1111790	4,2	CUATRO, DOS
YERLY MILENA PARADA ROLON	1111646	4,2	CUATRO, DOS

# A P R O B A D A



ING. NELSON HERNANDO MENDOZA ARIAS



ING. CLAUDIA LILIANA CASADIEGO PERALTA



Vo. Bo. JAVIER ALFONSO CARDENAS GUTIERREZ  
Coordinador Comité Curricular

Betty M.



GESTIÓN DE SERVICIOS ACADÉMICOS Y BIBLIOTECARIOS



**CARTA DE AUTORIZACIÓN DE LOS AUTORES PARA  
LA CONSULTA, LA REPRODUCCIÓN PARCIAL O TOTAL Y LA PUBLICACIÓN  
ELECTRÓNICA DEL TEXTO COMPLETO**

Cúcuta,

Señores  
BIBLIOTECA EDUARDO COTE LAMUS  
Ciudad

Cordial saludo:

**KAREN DAYANNA CUEVAS GARCÉS** identificada con C.C. N° **1.095.932.993** y **YERLY MILENA PARADA ROLÓN** identificada con C.C. N° **1.090.495.317**, autoras de la tesis y/o trabajo de grado titulado **“ESTADO DEL ARTE SOBRE IDENTIFICACIÓN Y TRATAMIENTO DE PATOLOGÍAS DEL CONCRETO REFORZADO”** presentado y aprobado en el año **2020** como requisito para optar al título de **INGENIERO CIVIL**; autorizamos a la biblioteca de la Universidad Francisco de Paula Santander, Eduardo Cote Lamus, para que con fines académicos, muestre a la comunidad en general a la producción intelectual de esta institución educativa, a través de la visibilidad de su contenido de la siguiente manera:

- los usuarios pueden consultar el contenido de este trabajo de grado en la página web de la Biblioteca Eduardo Cote Lamus y en las redes de información del país y el exterior, con las cuales tenga convenio la Universidad Francisco de Paula Santander.
- Permita la consulta, la reproducción, a los usuarios interesados en el contenido de este trabajo, para todos los usos que tengan finalidad académica, ya sea en formato CD-ROM o digital desde Internet, Intranet etc.; y en general para cualquier formato conocido o por conocer.

Lo anterior, de conformidad con lo establecido en el artículo 30 de la ley 1982 y el artículo 11 de la decisión andina 351 de 1993, que establece que **“los derechos morales del trabajo son propiedad de los autores”**, los cuales son irrenunciables, imprescriptibles, inembargables e inalienables.

KAREN DAYANNA CUEVAS GARCÉS  
CC. 1.095.932. 993

YERLY MILENA PARADA ROLÓN  
CC. 1.090.495.317

## **Dedicatoria**

A cada persona que hizo parte de mi proceso, especialmente a mis padres, Arnulfo Cuevas y Donelia Garcés que desde la distancia esperan lo mejor de mí.

A Dios por poner en mi destino esta maravillosa carrera, dotarme de las herramientas para lograr mis objetivos y poner las personas adecuadas durante mi desarrollo profesional.

**Karen Cuevas**

A mis padres, Yanet Rolon y Eulogio Parada, por su amor incondicional, apoyo y paciencia en los momentos más difíciles. Y sin dejar atrás a toda mi familia por siempre confiar en mí

Sobre todo, a Dios, cada logro, cada meta cumplida es posible si crees en Él.

**Yerly Parada**

## **Agradecimientos**

Expresamos reconocimiento y agradecimiento a los ingenieros Fernando Márquez y Carlos Bonilla por incentivar la investigación, por brindar orientación e ideas para la realización de este trabajo, y resaltamos el apoyo y compromiso que fue fundamental para acabo esta investigación.

## Tabla de Contenido

Introducción .....	21
1. El problema .....	22
1.1. Título .....	22
1.2. Planteamiento del problema .....	22
1.3. Formulación del problema.....	22
1.4. Objetivos.....	23
1.4.1. Objetivo general .....	23
1.4.2. Objetivos específicos.....	23
1.5. Justificación .....	23
1.6. Alcances y limitaciones .....	24
1.6.1. Alcances .....	24
1.6.2. Limitaciones .....	24
1.7. Delimitaciones .....	25
1.7.1. Delimitación temporal.....	25
1.7.2. Delimitación Conceptual.....	25
1.7.3. Delimitación Espacial .....	25
2. Marco Referencial .....	26
2.1. Antecedentes.....	26
2.2. Marco teórico.....	27
2.3. Marco conceptual .....	42
2.4. Marco contextual .....	43
2.5. Marco legal .....	44
3. Diseño metodológico .....	47
3.1. Tipo de investigación.....	47
3.2. Población y muestra.....	47
3.2.1 Población .....	47
3.2.2 Muestra .....	47
3.3. Instrumentos para la recolección de información.....	47
3.3.1 Información primaria .....	47



3.3.2 Información secundaria.....	47
3.4. Técnicas de análisis y procesamiento de datos.....	48
3.4.1. Definición y contextualización de tema de investigación.....	48
3.4.2. Formulación de indicadores .....	48
3.4.3. Recolección de información.....	49
3.4.4. Selección y sistematización del material.....	50
3.4.5. Extracción de datos e Interpretación .....	50
3.4.6. Construcción teórica.....	50
3.4.7. Presentación De Resultados .....	53
3.5. Administración Del Proyecto .....	54
3.5.1. Recursos humanos.....	54
3.5.2. Recursos institucionales .....	54
3.5.3. Recursos materiales.....	54
3.5.4. Cronograma.....	55
3.5.5. Egresos .....	55
4. Estado del conocimiento sobre patologías en el concreto reforzado .....	56
5. Corrosión del acero por entrada de Cloruros .....	58
5.1. Causas.....	58
5.2. Técnicas y procedimiento para diagnóstico.....	66
5.3. Prevención, rehabilitación y mantenimiento .....	85
6. Corrosión inducida por Carbonatación .....	105
6.1. Causas.....	105
6.2. Técnicas y procedimientos para el diagnostico .....	111
6.3. Prevención, rehabilitación y mantenimiento .....	138
7. Degradación del concreto por Acción bacteriana .....	159
7.1. Causas.....	159
7.2. Técnicas y procedimiento para diagnóstico.....	164
7.3. Prevención, rehabilitación y mantenimiento .....	169
8. Reacción Álcali – Agregado en el concreto.....	204
8.1. Causas.....	204
8.2. Técnicas y procedimiento para diagnóstico.....	228

8.3. Prevención, mantenimiento y rehabilitación .....	263
9. Cambios físicos y mecánicos por efecto de temperatura .....	285
9.1. Causas .....	285
9.2. Técnicas y procedimiento para diagnóstico.....	311
9.3. Prevención, mantenimiento y rehabilitación .....	358
Conclusiones .....	385
Recomendaciones.....	392
Referencias.....	393
Anexos .....	404

## Lista de tablas

Tabla 1 Resultados de monitoreo UGW .....	69
Tabla 2. Resultados de medición de los impactos acumulativos de AE .....	71
Tabla 3. Resultado de medición del segundo parámetro de AE .....	71
Tabla 4 Observaciones de los mapas de eventos para cada nivel de corrosión .....	72
Tabla 5. Observaciones visuales del deterioro del haz de concreto reforzado expuesto .....	74
Tabla 6. Tipos de defectos inducidos en cada losa .....	76
Tabla 7. Proporciones de concreto en especímenes E1 y E2 .....	89
Tabla 8 Comparación de resultados entre elementos de concreto E1 y E2 .....	90
Tabla 9. Dosificación de concreto OPC y SL .....	93
Tabla 10. Dosificación de mezcla PVAFRGC.....	97
Tabla 11. Propiedades mecánicas y geométricas de la fibra de PVA .....	97
Tabla 12. Porcentaje promedio de resultados para cada tipo de muestra.....	99
Tabla 13. Identificación de la muestra, dimensiones y cubierta del refuerzo .....	116
Tabla 14. Especificación de diseño de mezcla de concreto .....	116
Tabla 15. Comparación de las tasas de corrosión para las muestras No. 2, 3 y 4 determinadas a partir de la pérdida de masa gravimétrica y la pérdida de masa identificada por PZT.....	120
Tabla 16. Composición química de la escoria siderúrgica.....	122
Tabla 17. Factores, niveles y tratamientos que definen el diseño de medidas repetidas .....	124
Tabla 18. Proporciones de mezcla para muestras de concreto.....	139
Tabla 19. Resistencia a la compresión de los diferentes concretos ensayados .....	140
Tabla 20. Relación de datos preliminares del área de estudio .....	142
Tabla 21. Núcleos extraídos para el análisis de penetración de inhibidores .....	145
Tabla 22. Profundidad de carbonatación acelerada de muestras recubiertas después de la exposición natural .....	153
Tabla 23. Descripción de los entornos de exposición .....	161
Tabla 24. Resumen de los datos obtenidos del experimento .....	163
Tabla 25. Picos asignados observados en los FTIR de las muestras.....	166
Tabla 26. Bandas de absorción en las muestras .....	166
Tabla 27. Ejemplos de sistemas de recubrimiento aplicados para aumentar la resistencia al biodeterioro del concreto .....	170

Tabla 28. Resumen de los intentos de diseñar un nuevo concreto resistente al biodeterioro	172
Tabla 29. Índices físicos del bactericida .....	175
Tabla 30. Dosificación de concreto de muestra .....	176
Tabla 31. Resultados de secuenciación de ADN de la mezcla de aguas residuales con diferentes tipos de bactericidas .....	179
Tabla 32. Tasa bactericida de diferentes tipos de bactericidas para microorganismos principales en aguas residuales .....	180
Tabla 33. Distancia de inhibición promedio (mm) contra aislados bacterianos seleccionados después del tratamiento con NP .....	186
Tabla 34. Comparación entre las eficiencias de inhibición del crecimiento (%) de NP cuando se usa en una superficie de mortero recién preparada (F) o parcialmente deteriorada (D) .....	188
Tabla 35. Proporciones de mezcla para las muestras de mortero .....	196
Tabla 36. Resumen de eficiencia de autocuración .....	199
Tabla 37. Historial de pruebas y diagnóstico en la presa de concreto reforzado .....	207
Tabla 38. Historial de pruebas y técnicas de reparación en el reservorio .....	214
Tabla 39. Resultados de Inspección visual del reservorio .....	216
Tabla 40. Pruebas tecnológicas desarrolladas en el reservorio y sus resultados.....	217
Tabla 41. Proporciones de las mezclas según ASTM C1260 .....	230
Tabla 42. Ensayo electroquímico realizados con agregado tipo F.....	237
Tabla 43. Otros ensayos electroquímicos realizados .....	237
Tabla 44. Ensayo electroquímico con agregado G.....	238
Tabla 45. Otro ensayo electroquímico con agregado G .....	238
Tabla 46. Propiedades de RCA .....	243
Tabla 47. Procedimientos y resultados experimentales de las pruebas AMBT y CMBT ....	245
Tabla 48. Expansiones y variación de muestras de RCA probadas usando AMBT .....	247
Tabla 49. Efectos de diferentes parámetros en la expansión de barras de mortero con RCA	249
Tabla 50. Resultados de los modelos de expansión .....	260
Tabla 51. Porcentajes de sustitución para las mezclas adicionadas .....	265
Tabla 52. Resumen, ensayos para evaluar el efecto del LiNO <sub>3</sub> en la resistencia mecánica ..	271
Tabla 53. Composición química (%) de los aditivos .....	273
Tabla 54. Área superficial específica BET y partícula media de los aglomerados .....	274
Tabla 55. Fracciones de los materiales utilizados en la reacción de sílice alcalina.....	278

Tabla 56. Evaluación del estado de la estructura de concreto reforzado de la piscina .....	280
Tabla 57. Mezcla de hormigón de diseño y propiedades básicas .....	298
Tabla 58. Propiedades físicas y mecánicas de los refuerzos .....	299
Tabla 59. Temperatura y tiempo de exposición de muestras de concreto .....	322
Tabla 60. Temperatura y tiempo de exposición de muestras de concreto .....	323
Tabla 61. Observaciones a propiedades mecánicas obtenidas por el método de deconvolución en muestras de concreto y acero de refuerzo expuestas a altas temperaturas y tiempo de exposición .....	329
Tabla 62. Resultados del método de deconvolución de muestras de concreto superior, medio e inferior que tienen resistencias de compresión de cilindro de 25 MPa y 35 MPa sin exposición térmica sometidas a indentación a temperatura ambiente.....	331
Tabla 63. Resultados del método de desconvolución de muestras de concreto dañadas térmicamente que tienen resistencias de compresión de cilindro de 25 MPa y 35 MPa, expuestas previamente a diferentes temperaturas y tiempo de exposición sometidas a indentación a temperatura ambiente.....	332
Tabla 64. Resultados del método de deconvolución de muestras de acero de refuerzo dañadas térmicamente previamente expuestas a diferentes temperaturas y tiempo de exposición sometidas a indentación a temperatura ambiente.....	333
Tabla 65. Resultados del método de deconvolución de muestras de hormigón con resistencia a compresión de cilindro de 25 MPa y 35 MPa sometidas a hendidura caliente.....	333
Tabla 66. Resultados homogenizados a partir de las micro- indentaciones y resultados a macroescala de pruebas de compresión uniaxial y tensión (concreto y acero, respectivamente), de muestras de concreto y acero de refuerzo expuestas previamente a diferentes temperaturas y tiempo de exposición .....	335
Tabla 67. Comparación de resultados experimentales y simulados.....	340
Tabla 68. Parámetros de diseño de columnas RC .....	348
Tabla 69. Propiedades de la lámina de CFRP .....	359
Tabla 70. Resumen de los resultados de las pruebas de vigas probadas a temperatura ambiente y a 150 ° C .....	370
Tabla 71. Factor de efectividad, valores experimentales de capacidad de momento final y tensión efectiva en el refuerzo TRM / FRP .....	377
Tabla 72. Cambio de la porosidad del concreto bajo congelación cíclica .....	383

## Lista de figuras

Figura 1. Ataque externo de sulfato en el concreto.....	31
Figura 2. Sección delgada de concreto, vista con un microscopio petrográfico .....	32
Figura 3. Extracción de probetas testigo de concreto .....	38
Figura 4. Ensayo profundidad de carbonatación.....	39
Figura 5. Esclerómetro. Patología, rehabilitación .....	40
Figura 6. Técnica de ultrasonido para la detección de discontinuidades .....	41
Figura 7. Ficha bibliográfica .....	51
Figura 8. Sinterización de información .....	52
Figura 9. Ficha técnica .....	53
Figura 10. Artículos con relación a las patologías de estudio.....	56
Figura 11. Porcentajes de artículos por país de información seleccionada.....	57
Figura 12. Deterioro de estructuras de concreto reforzado en agua de mar.....	60
Figura 13. Configuración de generación de grietas .....	61
Figura 14. Espécimen agrietado y perforado .....	61
Figura 15. Corte transversal de pilotes huecos de concreto reforzado.....	63
Figura 16. Efecto de la forma de grieta en la autocuración .....	64
Figura 17. Proceso de recuperación de grietas .....	65
Figura 18. Monitoreo de ondas guiadas (UGW).....	68
Figura 19. Monitoreo de emisiones acústicas (AE.) .....	70
Figura 20. AE Gráficos de eventos para corroer vigas a diferentes niveles de corrosión.....	72
Figura 21. Detalles de defectos incrustados .....	76
Figura 22. Error de ER en la identificación del daño subsuperficial en concreto reforzado ...	79
Figura 23 . Diagrama de circuito para sensor .....	80
Figura 24. Curva característica de frecuencia de fase de la impedancia.....	81
Figura 25. Curva característica de la frecuencia de fase de la impedancia de los sensores durante la corrosión.....	82
Figura 26. Curva característica de la frecuencia de fase de la impedancia del sensor B4 durante la “zona de transición” .....	83
Figura 27. El interruptor.....	84
Figura 28. Curva característica de la frecuencia de fase de la impedancia de los sensores con interruptor de resorte durante la corrosión.....	84
Figura 29. Lectura LPR en la zona de salpicadura a los seis meses .....	87
Figura 30. Lectura LPR en la zona de salpicadura a un año .....	87
Figura 31. Detalle de geometría y detalles del refuerzo.....	98
Figura 32. Sistema de corrosión acelerada.....	99
Figura 33. Resistencia óhmica del concreto con relación a/c de 0.4 (a), 0.5 (b) y 0.6 (c) .....	103
Figura 34. Densidad de corriente de corrosión con relación a/c .....	104
Figura 35. a) dripstones compactos que llena la grieta en la losa con estalactitas; b) dripstones de calcita blanca en el lado de la viga.....	106

Figura 36. Ubicaciones de las cuales se extrajeron muestras para SEM y XRD .....	107
Figura 37. Cristales densamente dispuestos de calcita.....	108
Figura 38. Microestructura de la forma suelta de la pared de estalactitas .....	108
Figura 39. Daño en columna del depósito de yeso.....	109
Figura 40. Cristales de etringita en la microestructura del concreto .....	110
Figura 41. Meta-modelo para calcular la profundidad del frente de carbonatación .....	112
Figura 42. Espécimen de barras de refuerzo .....	117
Figura 43. Solución indicadora de fenolftaleína aplicada a una nueva rebanada de fractura del concreto.....	118
Figura 44. Variación de la rigidez equivalente durante el proceso acelerado de corrosión por carbonatación .....	119
Figura 45. Correlación de valores ESP con SEM e imágenes ópticas .....	121
Figura 46. Montaje experimental para la realización de las medidas electroquímicas .....	125
Figura 47. corrosión para los concretos AASC y OPCC para exposición a carbonatación acelerada, y AASA y OPCA para exposición a ambiente natural .....	126
Figura 48. Resistencia a la polarización para los concretos AASC y OPCC para exposición a carbonatación acelerada, y AASA y OPCA para exposición a ambiente natural.....	127
Figura 49. Diagrama de flujo del algoritmo de procesamiento de imágenes .....	129
Figura 50. Imagen típica de color en sección del concreto rociado con una solución de fenolftaleína .....	130
Figura 51. imagen de intensidad verde extraída de la figura 48 .....	130
Figura 52. Imagen binaria de la imagen de intensidad verde de la figura 49.....	131
Figura 53. Imagen complementaria de la imagen binaria de la figura 50.....	132
Figura 54. Imagen binaria en la que se llenan los agujeros en la región no carbonatada .....	132
Figura 55. Imagen binaria en la que se eliminan los pixeles blancos detectados erróneamente fuera de la región no carbonatada .....	133
Figura 56. Imagen complementaria de la imagen binaria de la figura 53.....	133
Figura 57. Imagen etiquetada de la imagen mostrada en la figura 54.....	134
Figura 58. Figura del casco convexo.....	135
Figura 59. a Casco convexo de la imagen obtenida del proceso de detección primario y b imagen binaria en la que se llenan los objetos dentro del casco convexo .....	135
Figura 60. Imagen compuesta, la línea negra es el límite de la región carbonatada .....	136
Figura 61 a imagen original y b) imagen compuesta (la línea negra señala el contorno de la región carbonatada detectada).....	136
Figura 62. a imagen original y b) imagen compuesta (la línea negra señala el contorno de la región carbonatada detectada).....	137
Figura 63.. Esquema del sistema EII.....	141
Figura 64. Viaducto de concreto reforzado y área tratada electroquímicamente.....	142
Figura 65. Vista esquemática e imagen del sitio de los circuitos eléctricos .....	143
Figura 66. Configuración de carbonatación de etanolamina y spray de solución inhibidora .	144

Figura 67. Perfiles de concentración de etanolamina inyectada en concreto justo después del tratamiento electroquímico .....	146
Figura 68. Perfiles de concentración de etanolamina inyectada .....	147
Figura 69. Esquema del proceso de carbonatación en concreto con recubrimiento .....	149
Figura 70. Distribución de la concentración de CO <sub>2</sub> en concreto revestido después de la conversión del recubrimiento.....	151
Figura 71. Degradación del espesor de concreto equivalente de los recubrimientos con el tiempo de exposición natural .....	154
Figura 72. Predicción de la profundidad de carbonatación del concreto con diferentes recubrimientos (corto plazo).....	155
Figura 73. Predicción de la profundidad de carbonatación del concreto con diferentes recubrimientos (a largo plazo) .....	156
Figura 74. Predicción de la profundidad de carbonatación del concreto revestido considerando el repintado (a corto plazo) .....	157
Figura 75. Predicción de la profundidad de carbonatación del concreto revestido considerando el repintado (a largo plazo) .....	158
Figura 76. Contenedor utilizado para mantener y exponer muestras de mortero al sulfuro de hidrogeno .....	162
Figura 77. micrografía SEM de muestra de concreto expuesta a acido sulfurico diluido .....	167
Figura 78. Micrografía SEM de muestras de concreto.....	168
Figura 79. Espectros EDS de muestras de concreto.....	169
Figura 80. Patrón XRD de pasta de cemento que se mezcla con diferentes tipos de bactericidad.....	179
Figura 81. Distribución de microbios vivos/muertos en biopelícula adheridos a la superficie del concreto en aguas residuales .....	181
Figura 82. Representación esquemática de diferentes etapas involucradas en la evaluación de las propiedades antibacterianas de las superficies de mortero.....	183
Figura 83. Representación esquemática de la prueba de difusión de disco para controlar la inhibición del crecimiento bacteriana .....	184
Figura 84. Efecto bactericida de los discos de mortero tratados con ZnO y Ag NP.....	185
Figura 85. Eficiencia de inhibición del crecimiento de ZnO y Ag NPs.....	186
Figura 86. Morfología celular de E. coli .....	189
Figura 87. Morfología celular de B. cereus.....	189
Figura 88. Valores de pH de la solución aglutinante para diferentes composiciones de materiales cementosos .....	193
Figura 89. Micrografías SEM de partículas transportadoras .....	194
Figura 90. Actividad de esporas libres o esporas encapsuladas.....	195
Figura 91. Fotomicrografías que muestran la curación de grietas .....	197
Figura 92. Micrografías SEM y análisis EDS de precipitados en la boca de la grieta después de 28 días de incubación.....	201



Figura 93. Mapa de grietas y sombreado de ocre.....	205
Figura 94. Vista de la presa de aguas abajo .....	205
Figura 95. Evolución de: a) los desplazamientos horizontales y b) verticales en la cresta de la presa .....	206
Figura 96. SEM de muestra extraída de la presa.....	208
Figura 97 . Evolución de las expansiones debidas a ISA (%).....	209
Figura 98. Evolución de las expansiones debidas a RAA (%).....	210
Figura 99. Evolución de las expansiones en el bloque 5 debido a ISA y RAA (mm/m).....	210
Figura 100. Puntos de acceso al sistema de péndulo .....	212
Figura 101. A) vista general, b) vista parcial del reservorio .....	213
Figura 102. Detalles de la fisuración en la pared del reservorio .....	213
Figura 103. A) vista general, b) vista parcial del reservorio .....	214
Figura 104. Detalles de la pared del reservorio presentando fisuración y filtración de agua	215
Figura 105. Registro fotográfico de la presa Caso A .....	221
Figura 106. Potencial reactivo de los agregados en la fase inicial de diseños de mezclas ....	222
Figura 107. Potencial reactivo de los agregados en la fase final de diseños de mezcla incluyendo humo de sílice .....	223
Figura 108. Potencial reactivo de los agregados en la fase final de diseños de mezcla incluyendo ceniza volante de Termotasajero .....	223
Figura 109. Vista en planta del Embalse de Bucaramanga .....	225
Figura 110. Curvas comparativas de expansión según la dosificación de la adición mineral propuesta para la fuente de agregados denominada La Fortuna .....	226
Figura 111. Curvas comparativas de expansión según la dosificación de la adición mineral propuesta para la fuente agregados denominada Cuenco .....	227
Figura 112. Proceso de trituración con trituradora de mandíbulas .....	229
Figura 113. Moldes empleados .....	230
Figura 114. Comparador de caratula empleado en el ensayo ASTM C1260.....	231
Figura 115. Recipiente empleado para el ensayo ASTM C 1260 .....	232
Figura 116. Control de temperatura automático .....	232
Figura 117. Comportamiento frente a los álcalis de los agregados utilizados .....	233
Figura 118. Esquema del ensayo propuesto .....	234
Figura 119. a ) secuencia de las laminas de celda y b) algunos de los elementos elaborados para el ensamblaje de las celdas.....	235
Figura 120. Celda ensamblada .....	236
Figura 121. Montaje del ensayo electroquímico .....	237
Figura 122. Expansiones obtenidas en la primera fase de la modificación del ensayo ASTM C1260.....	239
Figura 123. Expansiones obtenidas en la segunda fase de la modificación del ensayo ASTM C1260.....	240
Figura 124. C1260 con ensayo electroquímico para agregado tipo “G”.....	241

Figura 125. Expansión de muestras de barras de mortero que contienen diferentes agregados írganes y RCA.....	248
Figura 126. Efectos de: (a) lavado y (b) variabilidad en la corrección de humedad en la expansión de barras de mortero .....	249
Figura 127. Efecto del método de trituración en la expansión de barras de mortero que contienen RCA.....	251
Figura 128. Muestra agregada preparada utilizando los métodos de trituración I y II .....	252
Figura 129. La expansión de CMB que contiene RCA procesada.....	253
Figura 130. a) Geometría del modelo 3D y malla FE .....	254
Figura 131. geometría del modelo 2D y malla FE .....	255
Figura 132. Leyes de grietas .....	259
Figura 133. Distribución de las expansiones debido al ISA y AAR a diferentes edades de la simulación numérica .....	262
Figura 134. Evolución de los desplazamientos horizontales (a) y verticales (b) .....	263
Figura 135. Mesa de flujo según ASTM C1437 .....	264
Figura 136. Mitigación de la reacción mediante ceniza volante .....	265
Figura 137. Mitigación de la reacción mediante Humo de Sílice .....	266
Figura 138. Ensayos de resistencia: a) prensa utilizada, b) muestra fallada .....	267
Figura 139. Resistencia mecánica de las muestras adicionadas.....	267
Figura 140. Esquema del ensayo propuesto .....	268
Figura 141. Expansiones de mezclas tratadas con $\text{LiNO}_3$ .....	269
Figura 142. Apariencia de las probetas luego de los ensayos .....	270
Figura 143. Resistencia a la compresión con curado normal y acelerado.....	271
Figura 144. Distribución del tamaño de partícula de las adiciones en comparación con el cemento utilizado .....	273
Figura 145. Índice de actividad puzolánica (PAI) con cal .....	275
Figura 146. Porcentaje de demanda de agua de mezcla.....	276
Figura 147. Índice de actividad puzolánica (PAI) con cemento Portland.....	277
Figura 148. Reacción alcalina-sílice: evolución de la expansión promedio de las barras de mortero.....	279
Figura 149. Gel álcali-sílice en huecos .....	281
Figura 150. Sección transversal de la piscina. Las partes grises son de hormigón nuevo .....	283
Figura 151. Refuerzo superior de losa de tierra. Se instalaron nuevas tuberías de tratamiento de agua antes del refuerzo.....	284
Figura 152. Comportamiento del concreto a alta temperatura .....	287
Figura 153. Proceso experimental para obtener las propiedades del concreto expuesto a altas temperaturas .....	289
Figura 154. Ubicaciones de termopares en las probetas cilíndricas de concreto .....	290
Figura 155. Disposición de cuatro calentadores radiantes alrededor del espécimen cilíndrico de prueba.....	291

Figura 156. Ilustración esquemática y fotografía de la configuración de prueba .....	291
Figura 157. Desarrollo de temperatura a tres profundidades .....	293
Figura 158. Diferentes cambios de color debido al calentamiento de la superficie.....	294
Figura 159. Migración de agua / sangrado en la parte superior de la superficie de la muestra .....	294
Figura 160. Modo de falla de las muestras .....	295
Figura 161. Cambio de resistencia a la compresión del concreto a diferentes temperaturas objetivo y flujos de calor incidentes .....	296
Figura 162. Muestra a pequeña escala para observación microscópica.....	299
Figura 163. Recipiente de concreto.....	299
Figura 164. Especímenes de concreto pretensado axial.....	300
Figura 165. Daños por congelación y descongelación en pequeños poros .....	302
Figura 166. Daños por congelación y descongelación en poros de tamaño mediano .....	303
Figura 167. Daños por congelación y descongelación en grandes poros individuales .....	304
Figura 168. Daños por congelación y descongelación en material de concreto .....	305
Figura 169. Espécimen de concreto pretensado dañado por congelado-descongelado .....	306
Figura 170. Tendencias de deterioro del módulo de Young, resistencia a la compresión y RDME del concreto bajo FTC .....	307
Figura 171. Pérdidas de pretensado de muestras de concreto por FTCs.....	309
Figura 172. Lechada de conductos de especímenes pretensados en condiciones de servidumbre bajo el ataque de FTC .....	310
Figura 173. Técnicas de evaluación realizadas después del incendio a las tres estructuras de estudio.....	313
Figura 174. Daños en elementos de hormigón después del incendio .....	315
Figura 175. a) armadura expuesta en esquina en viga. b) Explosión en vigueta pretensada y acero expuesto tras saltado del recubrimiento .....	315
Figura 176. Velocidad de ultrasonidos en pilares dañados por el fuego.....	316
Figura 177. Profundidad de la alteración de la pasta en testigos de concreto.....	318
Figura 178. Microscopía de pasta de cemento y áridos alteración .....	319
Figura 179. Cambios en las propiedades mecánicas de acero de viguetas pretensadas por la acción del fuego .....	320
Figura 180. Esquema de deformación de la probeta, después de aplicar carga con indentador .....	321
Figura 181. muestras de la muestra de prueba .....	324
Figura 182. Configuración de prueba de micropresión.....	326
Figura 183. Imágenes SEM.....	326
Figura 184. Temperatura y tiempo de exposición versus penetración ( $h_{max}$ ).....	327
Figura 185. Curva típica de carga versus penetración .....	328
Figura 186. Una imagen de TC .....	337

Figura 187. Modelo de geometría de viga de hormigón con muescas y distribución de malla FE de hormigón cerca de la muesca .....	337
Figura 188. Patrones de grietas y propagaciones de muestras a 500 ciclos de congelación-descongelación .....	341
Figura 189. Influencia de las microgrietas iniciales en las curvas de desviación de carga y los patrones de grietas.....	342
Figura 190. Influencia de la resistencia a la tracción del mortero en las curvas de carga-deflexión .....	343
Figura 191. Influencia de la resistencia a la tracción de ITZ en las curvas de carga-deflexión .....	344
Figura 192. Patrones de grietas en la carga máxima de concreto .....	345
Figura 193. Esquema de simulación multiescala del daño por heladas en estructuras RC....	346
Figura 194. Malla 3D FEM de la columna RC y la disposición de las barras de refuerzo ....	348
Figura 195. Temperatura no distribuida uniformemente durante FTC .....	349
Figura 196. Expansión y acumulación de daños durante 300 FTC (Muestra H) .....	351
Figura 197. Expansión y acumulación de daños .....	352
Figura 198. Expansión acumulada con agua adicional y cambio de modo en la columna RC .....	353
Figura 199. Modos de falla de las columnas después de diferentes números de FTC, con las observaciones experimentales.....	354
Figura 200. Patrón de grietas después de la falla con / sin daño FTC .....	357
Figura 201. Estado de la superficie de las muestras después de la exposición a temperatura elevada .....	359
Figura 202. Cilindro de concreto reforzado con láminas de CFRP .....	360
Figura 203. Fuerza de compresión: efecto de temperatura elevada y fortalecimiento.....	361
Figura 204. Modo de falla en compresión (muestras calentadas).....	361
Figura 205. Resistencia a la tracción dividida: efecto de temperatura elevada y fortalecimiento .....	362
Figura 206. Detalles de las vigas de prueba .....	365
Figura 207. Textiles utilizados en el estudio.....	365
Figura 208. Procedimiento de refuerzo .....	367
Figura 209. Configuración de prueba.....	368
Figura 210. Curvas de deflexión de carga frente a tramo medio de vigas probadas a temperatura ambiente.....	369
Figura 211. Modos de falla observados .....	372
Figura 212. Modos de falla de vigas reforzadas con TRM .....	373
Figura 213. Comparación del aumento de la capacidad de flexión residual de vigas reforzadas con TRM frente a FRP a 150 ° C.....	375
Figura 214. Efecto del número de capas sobre la capacidad de flexión máxima a 150 ° C...	375

Figura 215. La tensión principal en la sección transversal media después de 300 FTC con diferentes condiciones de aro.....	378
Figura 216. Cambio en las curvas de histéresis después de 300 FTC.....	380

## Introducción

Para los ingenieros civiles, es común el uso de los materiales como el concreto y el acero, ya que las mayorías de las estructuras son elaboradas con estos materiales, por tal se debe conceptualizar y comprender el alcance de la patología en las estructuras de concreto reforzado, dado que pueden sufrir alteraciones en su estructura interna y en su comportamiento poniendo en riesgo la seguridad estructural.

La patología en las estructuras de concreto reforzado puede generarse desde su concepción, construcción o durante la vida útil, generalmente se evalúa la condición de servicio para obtener diagnóstico de los elementos afectados y del comportamiento en general de la estructura, para proceder a metodologías de rehabilitación.

El presente trabajo tiene como objetivo revisar el estado de conocimiento de las patologías en el concreto reforzado, y presentar las posibles causas de alteración, reportar información sobre métodos y técnicas de identificación o diagnóstico, y sintetizar las diferentes metodologías o tratamientos de prevención y rehabilitación, enfocado en patologías ocasionadas por entrada de cloruros, corrosión del acero debido a la carbonatación del concreto, degradación del concreto por acción bacteriana, reacción álcali-agregado en el concreto y por cambios físicos y mecánicos por efecto de temperatura.

## **1. El problema**

### **1.1. Título**

ESTADO DEL ARTE SOBRE IDENTIFICACIÓN Y TRATAMIENTO DE  
PATOLOGIAS DEL CONCRETO REFORZADO

### **1.2. Planteamiento del problema**

La vida útil de las estructuras de concreto es muy importante en la construcción de diversas obras civiles. Un ingeniero civil debe poseer conocimiento sobre patologías en el concreto, siendo este el material más usado en las obras de construcción, para advertir, prevenir o reparar los daños ocasionados por diversos factores en las estructuras de concreto reforzado, que disminuyen la vida útil de las estructuras.

La búsqueda de investigaciones relacionadas con las patologías del concreto reforzado resulta escasa en la base de datos de proyectos de grado en la Universidad Francisco de Paula Santander, y se encuentran falencias respecto al tema en la formación de sus profesionales.

### **1.3. Formulación del problema**

¿De qué manera los investigadores en patologías del concreto reforzado encuentran ideas innovadoras para su conocimiento y posible practica en su entorno?

## **1.4. Objetivos**

### 1.4.1. Objetivo general

Realizar un estudio del estado del arte de las patologías asociadas al concreto reforzado y sus tratamientos mediante una revisión de los avances logrados a lo largo de los últimos 8 años.

### 1.4.2. Objetivos específicos

- Resumir de forma clara las posibles causas de lesiones en el concreto reforzado de origen químico, físico y daños debido a la corrosión del acero.
- Resumir lo reportado en literatura sobre, identificación, clasificación, y determinación de técnicas y procedimientos para el diagnóstico de patologías en concreto reforzado.
- Resumir las diferentes metodologías de prevención, rehabilitación y mantenimiento encontradas en la literatura.
- Producir un borrador de artículo que analice, relacione y compare las fuentes encontradas.

## **1.5. Justificación**

El concreto reforzado es susceptible a sufrir una serie de patologías por acciones de diversas causas naturales, como la acción del tiempo, el intemperismo, agentes físicos, agentes químicos, entre otras. Para evaluación y caracterización del estado real de la estructura se debe realizar un diagnóstico para luego usar un sistema de rehabilitación. Por tal motivo es conveniente contar con un documento actualizado que proporcione información más amplia sobre el tema, donde se visualice el manejo y aplicación de los conceptos y conocimientos tecnológicos actuales alrededor del mundo, de esta manera permitir generar conocimientos para futuras investigaciones.



## **1.6. Alcances y limitaciones**

### 1.6.1. Alcances.

Revisión de documentos referentes a patologías en concreto reforzado causadas por agentes químicos, físicos y daños debidos a la corrosión del acero, escritos o reportados a nivel mundial durante los últimos 8 años. Se tratarán temas específicos tales como:

- Daños causados por agentes químicos: reacción álcali agregado, y acción bacteriana.
- Daños causados por agentes físicos: cambios de temperatura.
- Daños debidos a la corrosión del acero: carbonatación y cloruros.

Se recopila, sintetiza y analiza, información publicada a partir del año 2010 que contenga enfoque a resistencia y durabilidad de las estructuras de concreto reforzado, el apartado químico solo será de concepto sin profundización, a menos que se considere necesario para entendimiento del daño funcional de la estructura.

### 1.6.2. Limitaciones:

El proyecto está limitado por:

- Profundización del tema, debido a temas que abarcan otro tipo de área diferente a ingeniería civil, el proyecto se centrara solo en esta disciplina.
- Tiempo, para una revisión más a fondo se requiere más de 6 meses, tiempo el cual se desarrolla el presente proyecto. Este tiempo adicional ya ha sido aportado por los autores previo a esta propuesta.

## **1.7. Delimitaciones**

### **1.7.1. Delimitación temporal.**

El proyecto se desarrollará en un tiempo de 6 meses contados a partir de la fecha de aprobación del anteproyecto. Además, los documentos a consultar serán a partir del año 2010 debido a la vigente Norma Sismo Resistente de Colombia.

### **1.7.2. Delimitación Conceptual.**

Este proyecto estará delimitado por los conocimientos adquiridos en la universidad relacionados con las áreas aplicativas a la carrera de Ingeniería civil, enfocado en la monografía de compilación y análisis de temas relacionados a la patología del concreto reforzado.

### **1.7.3. Delimitación Espacial.**

El proyecto se enfocará en las investigaciones publicadas en países con potencia en investigación y tecnología como: Inglaterra, Alemania, China, India, Estados Unidos entre otros, abarcando la posibilidad de hallar investigaciones de otros países.

## **2. Marco Referencial**

### **2.1. Antecedentes**

El objetivo principal de la revisión bibliográfica es realizar una investigación documental, es decir, recopilar información ya existente sobre el tema establecido. Se puede obtener esta información de diversas fuentes como: artículos científicos, revistas, material archivado y otros trabajos académicos. Debe proporcionar una visión sobre el estado del tema o problema elegido en la actualidad. (Varios, n.d.)

En el presente estudio se inició la búsqueda regional en la base de datos de la biblioteca Eduardo Cote Lamus de la Universidad Francisco de Paula Santander, como primera medida se buscó la existencia de proyectos de grado y artículos científicos sobre el tema: Estado del arte sobre Patologías del Concreto Reforzado siendo nulas las respuestas.

La segunda medida fue la búsqueda regional de proyectos de grado relacionados con temas de patología del concreto reforzado de tipo investigativo o aplicación de conocimiento, las respuestas halladas en algunos temas como: reacción álcali sílice, acción bacteriana, carbonatación, temperatura, entre otras, fueron escasas.

La búsqueda nacional e internacional sobre el tema a tratar fue mediante la base de datos por suscripción disponibles en la plataforma virtual de la biblioteca de la UFPS y el buscador de acceso web gratuito Google Académico, se encontró que las respuestas fueron escasas en la búsqueda del tema a tratar en el presente estudio. Se hallaron revisiones e investigaciones sobre alguna patología del concreto reforzado en específico.

## 2.2. Marco teórico

La patología del concreto comprende el estudio de las causas de alteración, investigación y diagnóstico del daño, y, por último, el Tratamiento de reparación y/o Mantenimiento, en algunos casos se estudia la Prevención.

Las patologías que se pueden generar en el concreto reforzado tienen su origen en una gran diversidad de factores; en los apuntes de Patología de la Construcción (Salamanca, 2011) clasifica estos factores de la siguiente manera:

### - Causas de daños y defectos en el concreto reforzado:

Mecánicos:

- Impacto, vibración y explosión
- Abrasión, desgaste y erosión
- Sobrecarga

Químicos:

- Ataque del ambiente y / o humedad
- Exposición a sustancias químicas
- Reacción álcali-agregado
- Acción bacteriana
- Otros

Físicos:

- Movimientos por cambios de temperatura
- Efecto de congelamiento o descongelamiento
- Expansión de cristales salinos
- Eflorescencia

- Incendios, erosión
- Fenómenos naturales e imprevistos (sismos) y otros.
- **Daños comunes en concreto por corrosión del acero de refuerzo:**
  - Carbonatación o baja de pH
  - Corriente Eléctrica
  - Contaminantes corrosivos ej.: Cloruros

Todas estas pueden ser causas suficientes para provocar problemas de estabilidad y seguridad del elemento estructural, dado que el concreto reforzado pierde sus propiedades iniciales.

En el presente trabajo se tratarán algunas causas nombradas anteriormente, a continuación del marco teórico se enfocará en la descripción, el diagnóstico y reparación de patologías en el concreto reforzado, causado por daños químicos (reacción álcali-agregado y acción bacteriana), físicos (cambios de temperatura) y daños debidos a la corrosión del acero (carbonatación y cloruros), patologías consideradas por los autores, debido a que, previo estudio realizado en bases de datos bibliográficas, se encontraron mayor número de investigaciones respecto a los patologías anteriormente mencionadas.

#### A. CAUSAS DEL DETERIORO DE LAS ESTRUCTURAS EN CONCRETO REFORZADO

##### - Daños químicos

El concreto en su composición macroscópica se considera uniformemente homogéneo debido, que en cualquier parte de su masa los componentes del concreto deben estar perfectamente mezclados y en la proporción prevista en el diseño de la mezcla, “pero en realidad se trata de un sistema heterogéneo y poroso sometido, en algunas situaciones, a un medio capaz

de reaccionar con sus componentes” (Broto, 2006) por tanto, puede ser atacado por sustancias que se encuentran en el medio ambiente o en los elementos del concreto, cuando se presenten condiciones de humedad ambiental, estas sustancias son más agresivas cuanto mayor sea su concentración, temperatura o presión.

#### **- Ataque de ácidos**

El concreto es un material silicio-calcáreo de carácter básico, con un pH de aproximadamente 13, por ello, es susceptible al contacto con cualquier fluido ácido. Las reacciones que se producen entre los ácidos y los compuestos cálcicos del cemento hidratado ocasionan disolución o pérdida de la pasta del concreto (Avendaño, 2006).

La velocidad de degradación del concreto depende de la concentración del ácido y de la solubilidad del producto de la reacción.

El ataque debido a las soluciones débiles es más lento, pero a veces, no menos importante. Al ser el fluido agresor de tipo ácido reacciona con los hidratos del cemento, que son de tipo base, formando sal más agua. Este mecanismo se produce en las superficies de contacto entre el fluido y los hidratos del cemento, por lo cual la porosidad será fundamental para su desarrollo. Podemos diferenciar dos casos, si la sal formada no es soluble ésta forma barrera y actúa como protección del desarrollo del propio ataque, mientras que, si la sal que se forma es soluble, ésta no forma barrera y el ataque continúa. De esto se desprende que el peligro que entraña el ácido atacante depende de la solubilidad de sus sales cálcicas (Broto, 2006).

Son agresiones ácidas típicas las aguas ácidas provenientes de medios industriales donde se dan ácidos fuertes orgánicos e inorgánicos, como la industria alimentaria y la industria química.

### - Ataque de Sulfato

Los sulfatos son compuestos químicos que están presentes en una gran variedad de concentraciones en el suelo, aguas subterráneas, aguas superficiales y aguas de mar. El ataque al concreto por sulfato puede ser externo (véase figura 1) o interno (ej. debido a que una fuente soluble se incorpora al concreto en el momento de la mezcla, el yeso en el agregado) (Londoño, n.d.).

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

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

Estas reacciones dentro de la pasta del cemento tienen como resultado un aumento en el volumen del sólido, por lo que el concreto se expande, se fractura y se ablanda; produciéndose una pérdida de adherencia entre la pasta, los agregados y el acero de refuerzo, lo cual conlleva a una disminución en la capacidad estructural del elemento. Además, la porosidad de un concreto agrietado, propicia la entrada de diversas sustancias agresivas que se encuentran en el entorno (Avendaño, 2006).



*Figura 1.* Ataque externo de sulfato en el concreto. (Londoño, n.d.)

### - **Reacción álcali-agregado**

El ataque por reacciones sulfáticas internas y por reacciones álcali-agregado puede provocar la degradación del concreto a través de las denominadas “reacciones expansivas de origen interno”. Las reacciones álcali agregado (RAA) engloban las reacciones álcali-sílice (ASR) y álcali-carbonato (ACR), siendo las ASR las de mayor relevancia. (Winter, 2005).

Esta reacción es causada por una reacción química entre algunos compuestos de los agregados, los álcalis del cemento (óxido de sodio y óxido potasio), la presencia de humedad y alteraciones de la temperatura en un indeterminado tiempo. Como resultado de estas reacciones químicas justo alrededor de las partículas más gruesas de los agregados se forma un gel que va cambiando de volumen debido a la absorción de agua hasta romper la estructura interna del concreto como resultado de las tensiones provocadas por los geles hidratados, lo cual ocasiona altas presiones en los agregados formando micro-fisuras que posteriormente pueden desintegrar la estructura que conforman. (Melo, 2014)

La mejor técnica para la identificación de ASR es el examen de concreto en sección delgada (véase figura 2.), utilizando un microscopio petrográfico.



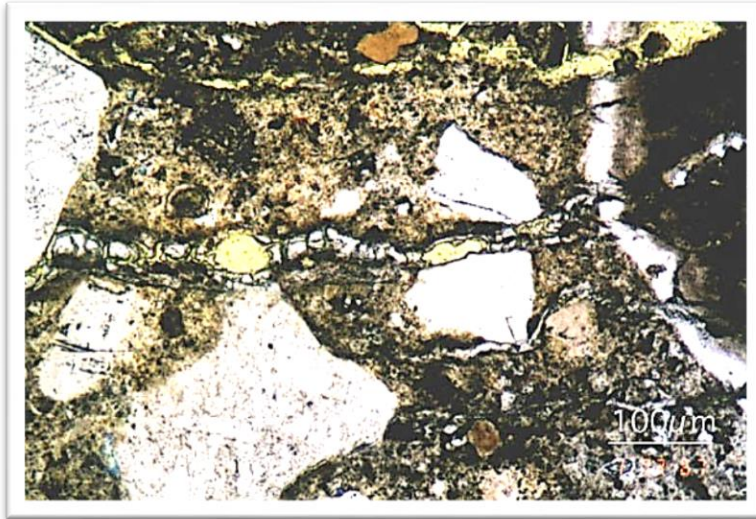


Figura 2. Sección delgada de concreto, vista con un microscopio petrográfico. (Winter, 2005).

#### - **Acciones biológicas**

Por acciones de organismos y microorganismos de origen vegetal o animal sobre las estructuras de concreto, se pueden producir una gran variedad de daños y defectos de carácter físico, mecánico, químico o biológico.

Clasificación de los microorganismos y su acción sobre el concreto:

- Las bacterias
- Los hongos
- Las algas
- El musgo

En este apartado se enfocará a las bacterias, debido que es el tema de estudio del presente trabajo.

#### ▪ **Bacterias**

Son organismos unicelulares microscópicos, es el más simple y abundante de los organismos y puede vivir en tierra, agua, materia orgánica o en plantas y animales. Como

bacterias dañinas para el concreto, en virtud de los procesos químicos que se derivan de su metabolismo, se distinguen las siguientes:

❖ Bacterias heterotrófas: necesitan compuestos de carbono más complejos que el CO<sub>2</sub> atmosférico para su metabolismo y usualmente el producto de su metabolismo son ácidos orgánicos. Entre ellas, se encuentran las sulfobacterias y las nitrobacterias. Las primeras, son bacterias que oxidan el azufre a sulfato, el cual, al combinarse con la pasta de cemento de un concreto, forman el sulfato de calcio, con el consecuente daño por ataque de sulfatos.

Las segundas (nitrobacterias), son bacterias que transforman el amoníaco presente en la atmósfera en nitritos y nitratos que se combinan con la pasta de cemento para formar nitrato de calcio, con el consecuente ataque de sales.

❖ Bacterias sulfa-oxidantes: Algunas bacterias (Tiobacterias) producen oxidación de uno o más compuestos reducidos del azufre, y dan lugar a la formación de sulfatos. Estas por necesitar oxígeno para sus procesos vitales, causan oxidación del ácido sulfhídrico, transformándolo en ácido sulfúrico, aunque también producen ácido acético, sulfatos, azufre, sulfitos y politionatos. La temperatura óptima para su crecimiento está en el rango de 20 a 43 °C, con pH que puede variar entre 2.0 y 8.0. Una de las bacterias más eficientes en la oxidación del azufre, es el *Thiobacillus thiooxydans* que resiste ambientes extremadamente ácidos.

❖ Bacterias sulfa-reductoras: son bacterias que reducen los sulfatos existentes en las aguas y los transforman en sulfuros de hidrógeno y gas sulfhídrico, que causa biocorrosión en el acero de refuerzo. Estas, son bacterias anaeróbicas. La temperatura óptima para su crecimiento está en el rango de 25 a 44 °C, con pH que puede variar entre 5.5 y 9.0, siendo el óptimo un pH casi neutro de 7.2.

### **- Daños físicos debido a temperatura ambientales altas o bajas.**

Las bajas temperaturas pueden congelar el agua del concreto fresco, impidiendo la hidratación de los componentes del cemento, y destruyendo la microestructura cristalina de los ya hidratados, al aumentar el volumen. Por otro lado, la temperatura ambiental excesiva se suma al efecto de calor desprendido en las reacciones de hidratación, incrementando las posibles reacciones térmicas posteriores. El efecto conjunto de la alta temperatura ambiental y el aire en movimiento genera la desecación de las superficies exteriores del concreto. (Broto, 2006).

Los cambios de temperatura producen fisuras debido que las reacciones de hidratación en la superficie son incompletas, generalmente afectan tanto la pasta de cemento como los agregados, dejando el concreto en tales zonas con baja resistencia.

### **- Corrosión de armaduras**

El acero en el concreto reforzado aporta las propiedades de resistencia a la tensión, lo que evita el daño en estas estructuras, sujetas a cualquier nivel de esfuerzo que se genere por acciones de posible ocurrencia.

El acero pierde sus propiedades al corroerse, esto se produce debido que parte del agua de fraguado que no se utiliza para la hidratación del concreto se evapora dando lugar a la formación de una red de poros que se distribuyen por todo el volumen del concreto, esta red de poros hace que el concreto presente una cierta permeabilidad a los líquidos y gases procedentes del exterior y que se mueven por toda la red interna de poros llegan incluso hasta el acero (Carrillo & Bautista, 2013).

La corrosión produce manchas de óxido y fisura en el concreto, reduce la sección transversal del acero como consecuente disminución de resistencia mecánica, también le da

incapacidad de transferir tensiones de tracción del concreto al acero, debido a la carecía de adherencia entre los elementos.

La corrosión se da en mayoría debido a la carbonatación del concreto, al ataque de cloruros y de sulfatos, y a la acción de ambientes agresivos.

#### **- La carbonatación**

Es el proceso por el cual el concreto de recubrimiento pierde la alcalinidad que mantiene protegida la armadura. El mecanismo por el cual se produce es la reacción del dióxido de carbono de la atmósfera con las sustancias alcalinas de la solución de los poros y con los componentes hidratados del concreto. Esto genera un descenso del pH del concreto por debajo de un valor crítico situado alrededor de 9,5. A partir de dicho valor no se puede garantizar la protección de la armadura.

La velocidad de carbonatación está relacionada con la porosidad de la masa de concreto. Cuanto más ricos en cal sean los cementos, más eficaces serán para proteger las armaduras de acero ya que poseen mayor alcalinidad (Broto 2006, p.165), por esto los cementos que contienen productos menos básicos como las escorias y los puzolánicos son más recomendables.

#### **- Cloruros**

Los cloruros pueden afectar al concreto tanto desde el interior como desde el exterior, pueden estar presentes desde el inicio en la mezcla de concreto fresco disueltos en algunos áridos, en aditivos y en el cemento. También los cloruros del ambiente pueden penetrar en el concreto endurecido. Una gran parte de ellos permanecerán como cloruros libres en el agua de los poros, siendo por lo tanto muy agresivos. Las principales fuentes son las sales fundentes, el agua de mar y el ambiente marino en general. En algunos lugares puede ser un problema el agua subterránea salina y las sales llevadas por el aire.

Los cloruros de la solución de los poros del concreto pueden provocar roturas localizadas en puntos debilitados de la capa protectora del acero. El ión  $\text{Cl}^-$  penetra en la película de óxido, a través de los poros u otros defectos, con mayor facilidad que otros iones, como por ejemplo el  $\text{SO}_4^{2-}$ , o puede dispersar en forma coloidal la película de óxido e incrementar su permeabilidad. Se forman así diminutos ánodos (electrodo en el que se produce una reacción de oxidación) de metal activo rodeados por grandes áreas catódicas de metal pasivo (Salamanca, 2011).

## B. INVESTIGACIÓN Y DIAGNÓSTICO DE UNA ESTRUCTURA DE CONCRETO REFORZADO

### - Informe preliminar.

Esta primera fase del proceso consiste en un reconocimiento inicial de la estructura, para identificar sus características fundamentales y detectar la presencia de síntomas o lesiones. La inspección del estado real de una estructura de concreto reforzado dañada debe ser realizada por personal idóneo, altamente calificado y experimentado.

Las razones que nos conducen a hacer el diagnóstico de una estructura de concreto pueden ser muy variadas. (Broto, 2006) nombra algunos posibles motivos (p.167):

- Degradación por falta de protección contra las condiciones del entorno (fisuración, corrosión).
- Posible insuficiencia estructural deducida por la aparición de síntomas o de lesiones (fisuras, flechas excesivas).
- Dudas sobre el estado actual de la estructura, al haber estado sometida a unas condiciones extremas (incendios, terremotos, explosión, cargas excesivas).
- Previsión de un aumento de las cargas actuales como consecuencia de un cambio de uso o por la realización de unas reformas.

- El proceso de evaluación debe siempre incluir los siguientes aspectos:
- Valoración del estado actual real de la estructura, incluyendo defectos visibles, no

visibles y potenciales

- Revisión del tipo de uso y exposición anterior, actual y futura.

#### - **Estudios previos o diagnosis**

A partir de las hipótesis definidas en la etapa anterior se decidirá el procedimiento a seguir para obtener más información y así corroborar o no las hipótesis iniciales. Una de las partes más importantes de este procedimiento será la fijación de criterios de muestreo para cada prueba.

Esta fase no la puede afrontar un único profesional, ya que requiere la participación de equipos pluridisciplinares perfectamente coordinados.

Los ensayos usados para el diagnóstico de la estructura están clasificados en tres grupos:

#### ▪ **Ensayos destructivos:**

❖ Extracción y rotura de probetas testigo de concreto: Consiste en un ensayo para determinar la resistencia de un concreto endurecido de una estructura mediante la extracción con sonda rotativa de diamante de probetas testigo, y su posterior rotura en laboratorio (véase figura 3). Es el sistema más seguro para determinar con fiabilidad la resistencia a compresión, pero también es el sistema más costoso y destructivo (Porto, 2005).

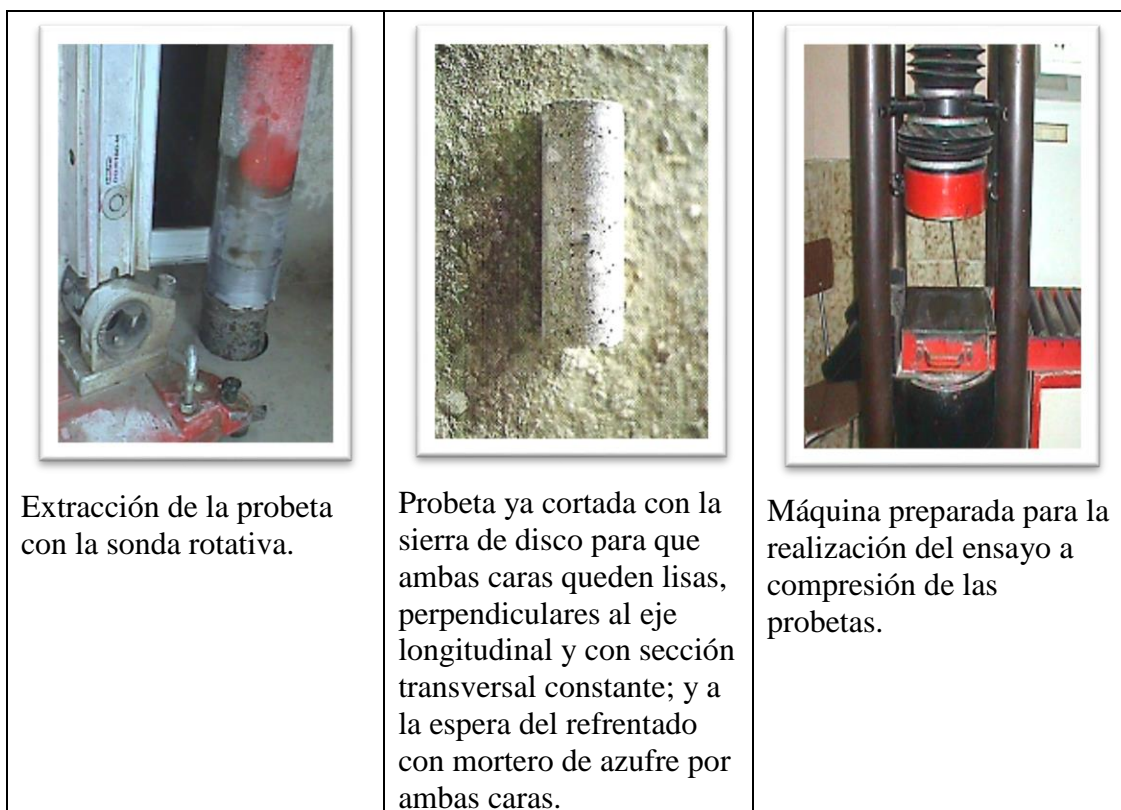
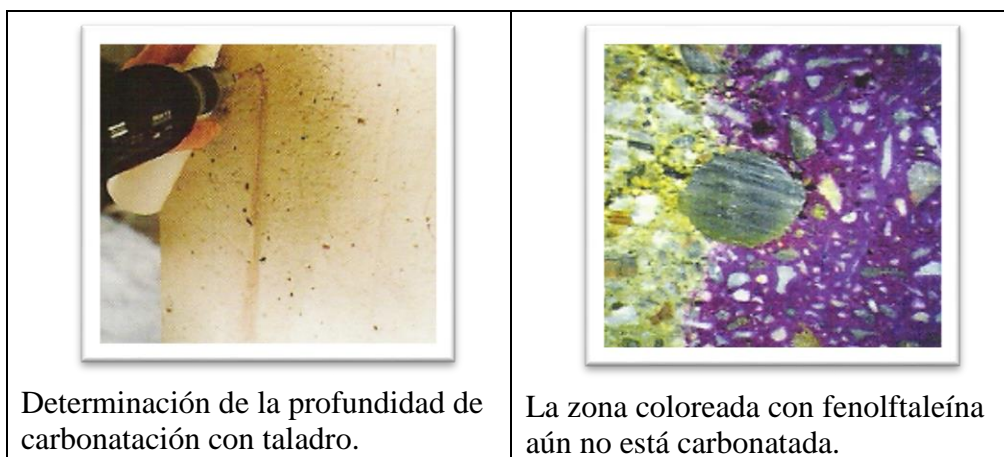


Figura 3. Extracción de probetas testigo de concreto. (Porto, 2005).

❖ Toma de muestras de armaduras: esta es realizada por medio de un pachómetro, instrumento que puede detectar elementos metálicos ocultos. Después descubrir las barras se toma una muestra, posteriormente hay que sustituir el trozo de barra por otro nuevo unido a la barra en la que se ha hecho el corte. Si las barras son de diámetro superior a 20 mm pueden soldarse para evitar grandes longitudes de solapo, si las barras son de diámetro inferior se recomienda una longitud de solapo por cada lado de 50 cm.

❖ Profundidad de carbonatación: La determinación de si un concreto esta significativamente carbonatado se realiza impregnando el concreto con un indicador de pH. El producto más utilizado es una solución alcohólica de fenolftaleína al 1 %. La forma de operar consiste en romper un trozo de concreto del elemento de forma que deje a la vista la armadura y

aplicar la solución de fenolftaleína, midiendo inmediatamente la profundidad de carbonatación. Los resultados son inmediatos, un cambio de color (rosado) en la superficie de aplicación indica que el concreto no se encuentra carbonatado; por el contrario, si existe una parte de la sección en la que no se ha producido este cambio indica que la zona si está carbonatada. Ver figura 4.



*Figura 4.* Ensayo profundidad de carbonatación. (Porto, 2005).

▪ **Ensayos no destructivos:**

Ensayo esclerométrico o índice de rebote mediante esclerómetro: (véase figura 5) Es una prueba no destructiva de la resistencia del concreto. La diseñó y desarrolló el ingeniero suizo Ernest Schmidt en los años 40. Patentado como martillo SCHMIDT, siendo su valor “R” (índice de rebote) una unidad adimensional que relaciona la dureza superficial del concreto con su resistencia de modo experimental. El sistema de funcionamiento está basado en la medida del rebote de una masa de acero, liberada por un percutor al hacer presión con el aparato sobre la superficie del concreto (Sanjuan, 2014).



Una vez la masa ha impactado vuelve hacia atrás, arrastrando la aguja de una escala graduada donde se lee el resultado.



Figura 5. Esclerómetro. Patología, rehabilitación: (Sanjuan, 2014)

❖ Ensayos ultrasónicos: Consiste en un ensayo que determina la velocidad de propagación de los impulsos de las vibraciones longitudinales ultrasónicas que pasan a través del concreto, pudiendo por tanto caracterizar la masa del concreto que se está estudiando. (Véase figura 6).

Con el análisis por ultrasonidos se puede determinar:

- La homogeneidad del concreto delimitando las zonas de distinta calidad.
- La presencia de fisuras y huecos.
- La valoración orientativa de la resistencia de concreto.

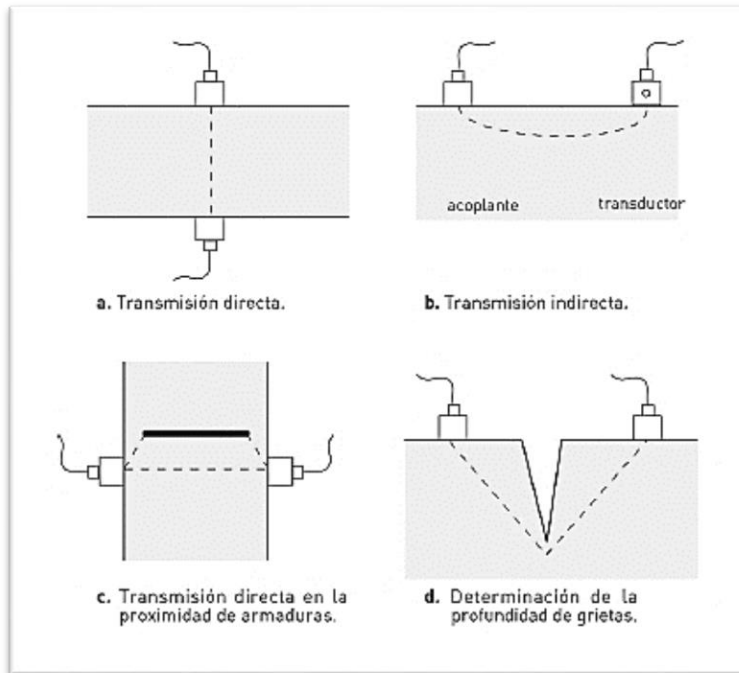


Figura 6. Técnica de ultrasonido para la detección de discontinuidades.(Broto, 2006).

❖ *Medida del potencial de corrosión:* Consiste en un ensayo que se realiza para determinar el estado en el que se encuentra una armadura, que no presenta fisuras en el plano de las barras, con respecto a la corrosión. Para ello se recurre a la medida de potencial eléctrico entre el acero del armado y un electrodo de referencia colocado sobre la superficie del concreto.

- La medida del potencial de corrosión es un valor de referencia que no permite cuantificar la corrosión que presenta la barra, pero si la posibilidad de que se esté produciendo este fenómeno en el momento de la lectura.

▪ **Ensayos de laboratorio**

❖ Densidad, permeabilidad, contenido de cloruros y contenido de sulfatos

## C. INTERVENCIÓN EN UNA ESTRUCTURA DE CONCRETO REFORZADO

- Preparación o saneado de la superficie del concreto: Métodos mecánicos, químicos y térmicos.

- Protección superficial del concreto: pinturas y sellantes, hidrófugos, otros sistemas de protección (obturadores de poros y revestimientos gruesos)

- Reparación y refuerzo de la estructura

### 2.3. Marco conceptual

- Concreto reforzado: consiste en la utilización de concreto con barras o mallas de acero, llamadas armaduras.

- Patología del concreto: Es la parte de la durabilidad que se refiere a los signos, causas posibles y diagnóstico del deterioro que experimentan las estructuras del concreto. También se le define como el tratamiento sistemático de los defectos del concreto, sus causas, sus consecuencias y sus soluciones.

- Corrosión: es un proceso espontáneo y continuo que afecta a un material, en este caso el acero, como una serie de alteraciones fisicoquímicas por la acción de agentes naturales.

- Aditivo: Productos empleados en la fabricación de concreto y cemento para mejorar alguna propiedad de estos según las condiciones de su uso. Pueden ser plastificantes,

- inclusores de aire, retardadores de fraguado, aceleradores de fraguado o endurecimiento o superplastificantes, según su utilización.

- Árido grueso: Árido que queda retenido por un tamiz de 4,76 mm. También llamado grava.

- Oxidación: Reacción que se produce en el ánodo durante la corrosión de un metal como resultado de la cesión de electrones al electrolito o medio por parte del electrodo. La oxidación provoca la paulatina descomposición del metal.
- Picaduras: Defectos en el material que producen discontinuidades en su superficie que pueden favorecer a largo plazo el inicio de la corrosión o agrietamiento. Suelen aparecer como resultado del proceso de fabricación o por sustancias agresivas.
- pH: Establece la medida de la acidez o basicidad de una sustancia. Su cálculo se realiza a través de la concentración de hidrógeno en disolución, siendo  $\text{pH} = -\log_{10} [\text{H}^+]$ .
- Eflorescencia: Precipitación de cristales de sales sobre la superficie o el interior de los materiales. Estas sales pueden estar presentes en el agua o en el propio material de soporte donde precipitan.
- Sulfato: Compuesto químico que aparece combinado con otros elementos y que resulta agresivo para el concreto y el mortero de cemento por la expansividad de sus sales. La etringita o la thaumasita son dos sales procedentes de sulfatos de aluminio.
- Hidratación: Combinación del agua con los compuestos presentes en el cemento y otros conglomerantes hidráulicos.
- Fraguado: Adquisición de resistencias del mortero u concreto por fenómenos fisicoquímicos por medio del aire, del agua o de algún agente endurecedor.

#### **2.4. Marco contextual**

La investigación se contextualiza en los temas relacionados a la ingeniería civil, específicamente en las patologías de unos de los materiales más utilizados en la construcción, el concreto reforzado, y sus tratamientos, en países con potencia en investigación y tecnología donde su investigación sea innovadora.

## 2.5. Marco legal

**ARTICULO 139.** El trabajo de grado es un componente de plan de estudios y tiene como objetivos:

A. Brindar al estudiante la oportunidad de manifestar de manera especial su capacidad investigativa, su creatividad y disciplina de trabajo mediante la aplicación integral de los conocimientos y métodos requeridos.

B. Servir como instrumento de extensión a la comunidad y medio de generación del conocimiento.

C. Sistematización del conocimiento. Facilitar al estudiante su participación y concurso en la solución de problemas comunitarios.

D. Facilitar al estudiante de mayor autonomía en el desarrollo de trabajos científicos, científico-tecnológicos y profesionales propios de su población.

**ARTICULO 140.** El estudiante podrá optar por una de las siguientes modalidades de trabajo de grado:

a. Proyecto de investigación

- Monografía.
- Trabajo de investigación: generación o aplicación de conocimientos.

b. Proyecto de extensión

- Trabajo social
- Labor de consultoría en aquellos proyectos en los cuales participe la universidad.
- Pasantía
- Trabajo dirigido

**PARAGRAFO 1.** El estudiante podrá optar como componente alterna al proyecto de grado, créditos especiales como cursos de profundización académico o exámenes preparatorios.

**PARAGRAFO 2.** Para algunos planes de estudio y de acuerdo con sus características el consejo académico podrá obviar la presentación del trabajo de grado.

**ARTICULO 141.** El proyecto de grado incluye la siguiente etapa:

a. Presentación del anteproyecto o plan de trabajo según corresponda a la modalidad del proyecto seleccionado.

b. Desarrollo de la investigación o ejecución física del proyecto.

c. Sustentación de investigación y/o verificaciones o aval de la realización del proyecto.

**PARAGRAFO.** Para todas las modalidades de proyecto de grado, el estudiante deberá presentar un informe final avalado por su director.

**ARTICULO 142.** Las condiciones y procedimientos para la presentación, desarrollo y evaluación de cada una de las modalidades de trabajo de grado, o sus componentes alternas, harán parte de la reglamentación específica de cada facultad, para cada plan de estudio.

**ARTICULO 145.** Todo trabajo de grado debe tener un director, el cual debe ser un profesional del área de conocimiento que trata el proyecto, y podrá estar o no vinculada a la universidad.

Algunas normas técnicas sobre ensayos:

**ASTM C227 – 10.** Método de prueba estándar para la reactividad alcalina potencial de las combinaciones cemento-agregado (método de barra de mortero).

Los resultados de las pruebas realizadas con este método proporcionan información sobre la probabilidad de que una combinación cemento-agregado sea potencialmente capaz tener una reactividad dañina de álcali-sílice con la consecuente expansión nociva del concreto.

**ASTM C295 / C295M – 12.** Guía estándar para el examen petrográfico de agregados para concreto.

Uno de los propósitos de este examen es: Determinar las características físicas y químicas del material que pueden observarse mediante métodos petrográficos y que tienen relación con el rendimiento del material en su uso previsto.

**UNE-EN 932-3/A1:2004.** Ensayos para determinar las propiedades generales de los áridos. Parte 3: Procedimiento y terminología para la descripción petrográfica simplificada.

**Recomendación de RILEM TC 212-ACD:** Emisión acústica y técnicas de ECM relacionadas para detección de grietas y evaluación de daños en concreto / Método de medición para señales de emisión acústica en concreto.

**ASTM C441 / C441M – 11:** Método de prueba para la efectividad de puzolanas o escoria de alto horno de tierra para prevenir la expansión excesiva de concreto debido a la reacción de álcali-sílice.

### **3. Diseño metodológico**

#### **3.1. Tipo de investigación**

El proyecto se define como una monografía de compilación, ya que su objetivo es dar a conocer el estado actual del tema de patologías del concreto reforzado en el mundo durante los últimos 8 años, generando hipótesis o discusión de la información publicada sobre el tema.

#### **3.2. Población y muestra**

3.2.1 Población. Hace referencia al conocimiento divulgado sobre patologías del concreto reforzado en su diagnóstico y tratamientos.

3.2.2 Muestra. Hace referencia a las patologías químicas (reacción álcali agregado y acción bacteriana), físicas (cambios de temperatura) y daños debidos a la corrosión del acero (carbonatación, y cloruros), en documentos publicados a partir del año 2010.

#### **3.3. Instrumentos para la recolección de información**

##### **3.3.1 Información primaria.**

El material bibliográfico suministrado por el director y codirector del proyecto, bases de datos bibliográficas multidisciplinar como ScienceDirect, Scopus, entre otros, revistas científicas y trabajos de grado realizados referente al tema.

##### **3.3.2 Información secundaria.**

Esta información será suministrada por las normas que rigen el proyecto, asesorías de los profesionales de la Universidad Francisco de Paula Santander necesarios para la realización del proyecto.



### **3.4. Técnicas de análisis y procesamiento de datos**

#### 3.4.1. Definición y contextualización de tema de investigación.

Patologías en el concreto reforzado, causadas por daños químicos como las reacciones álcali agregado y acción bacteriana, patologías debido a cambios físicos como los cambios de temperatura y daños debidos a la corrosión del acero como cloruros y carbonatación. Estas patologías se seleccionaron, debido a que, previo estudio realizado en bases de datos bibliográficas, se encontraron mayor número de investigaciones respecto a los patologías anteriormente mencionadas.

El tema enfocado en la resistencia y durabilidad de las estructuras de concreto reforzado, el apartado químico solo será de concepto sin profundización, a menos que se considere necesario.

#### 3.4.2. Formulación de indicadores.

A continuación, se definen indicadores que se consideran importantes tratar en la revisión de la literatura, así mismo se formulan interrogantes que contribuyen a limitar los alcances del estado del arte.

- **Causa de los daños**

¿Cuáles son los agentes externos que causan degradación en el concreto reforzado?

¿Cuáles son los ambientes más favorables para generar algún tipo de patología?

¿Cuáles son las patologías originadas por defecto y deterioro del acero?

- **Diagnosís del daño**

¿Qué afectaciones funcionales y de resistencia causa la patología en las estructuras de concreto reforzado?

¿Qué ensayos se realizan para diagnóstico de patologías?

¿Como se identifica la lesión?

- **Tratamientos de reparación y mantenimiento**

¿Qué nuevos procesos de rehabilitación y mantenimiento se está utilizando?

¿Qué limitaciones tienen los nuevos procesos de rehabilitación y/o mantenimiento?

¿Cuáles son las normas que rigen los nuevos procesos de rehabilitación y/o mantenimiento?

¿Qué tipo de aditivos se han utilizado para mejorar las propiedades del concreto ante alguna patología?

#### 3.4.3. Recolección de información.

La búsqueda de artículos científicos en bases de datos bibliográficas multidisciplinar, con palabras claves como:

Mendeley es una aplicación web y de escritorio, propietaria y gratuita. Permite gestionar y compartir referencias bibliográficas y documentos de investigación

- carbonatación en concreto
- corrosión de acero en el concreto
- reacción álcali-agregado
- patología en concreto reforzado
- afectación de temperatura en el concreto
- mitigación de carbonatación en concreto
- reparación del concreto
- daños físicos y mecánicos en el concreto, entre muchas más.

#### 3.4.4. Selección y sistematización del material.

En el proceso de selección del documento se consideran los siguientes criterios para filtrar la información:

- Documentos publicados a partir del año 2010, debido a la norma NSR-10 vigente.
- Documentos en los cuales incluyan información más relevante en los aspectos tecnológicos, funcionales, de durabilidad y de resistencia entorno a daños patológicos causados en estructuras de concreto reforzado.

Para valorar la calidad de la información del documento, este debe ofrecer contenido para responder las preguntas formuladas. Estos documentos seleccionados se organizan en una ficha bibliográfica (ver figura 7) en donde se clasifican por el tipo de patología a la que corresponde, en la figura 8 se sistematiza el procedimiento de selección del documento.

#### 3.4.5. Extracción de datos e Interpretación.

La información seleccionada con base a los criterios establecidos se analiza mediante un resumen de cada artículo, destacando sus ideas principales e identificando los indicadores que se formularon, utilizando como herramienta de extracción de datos una ficha técnica, en la que se destaca la información más relevante. La figura 9 muestra ejemplo de la ficha técnica utilizada para extraer información más relevante. El proceso de análisis de documentos se hará por patología

#### 3.4.6. Construcción teórica

Elaboración de texto escrito

N°	TITULO	AUTOR	AÑO	UNIVERSIDAD	CIUDAD	REFERENCIA
1	Dependencia de la velocidad del pulso ultrasónico con el contenido de agua libre en la estructura de hormigón en condiciones de clima tropical	C. Rodriguez Fadragas, M. Rodriguez González	2012	Universidad Central de las Villas	Santa Clara, Cuba	Rodríguez Fadragas, C., & Rodríguez González, M. (2012). Dependencia de la velocidad del pulso ultrasónico con el contenido de agua libre en la estructura de hormigón en condiciones de clima tropical. <i>Materiales De Construccion</i> , Vol 62, Iss 305, Pp 39-53 (2012), (305), 39.
2	Evaluation Strength Nano Geogrid Concrete Mats with High Resistance Using Nanotechnology Laboratory Model	Alireza Naseri, Ramin Vafaeipour Sorkhabi, Masoud Naseri	2014	ICCEN 2013: December 13-14	Stockholm, Sweden	Naseri, A., Sorkhabi, R. V., & Naseri, M. (2014). Evaluation Strength Nano Geogrid Concrete Mats with High Resistance Using Nanotechnology Laboratory Model. <i>APCBEE Procedia</i> , 9(5th International Conference on Chemical, Biological and Environmental Engineering - ICBEE 2013 & 2nd International Conference on Civil Engineering - ICCEN 2013), 376-380. doi:10.1016/j.apcbee.2014.01.066
3	Improvement of concrete durability by nanomaterials	Saloma, Amrinsyah Nasution, Iswandi Imran, Mikrajuddin Abdullah	2015	The 5th International Conference of Euro Asia Civil Engineering Forum (EACEF-5)	Euro Asia	Saloma, Nasution, A., Imran, I., & Abdullah, M. (2015). Improvement of Concrete Durability by Nanomaterials. <i>Procedia Engineering</i> , 125(Civil Engineering Innovation for a Sustainable), 608-612. doi:10.1016/j.proeng.2015.11.078
4	EFFECTOS DE LA ADICIÓN DE METACAOLÍN EN EL CEMENTO PÓRTLAND	RESTREPO GUTIÉRREZ, J., & RESTREPO BAENA, O., & TOBÓN, J.	2006	Universidad Nacional de Colombia	medellin, colombia	RESTREPO GUTIÉRREZ, J., & RESTREPO BAENA, O., & TOBÓN, J. (2006). Efectos de la adición de metacaolín en el cemento pórtland. <i>Dyna</i> , 73 (150), 131-141.

Figura 7. Ficha bibliográfica

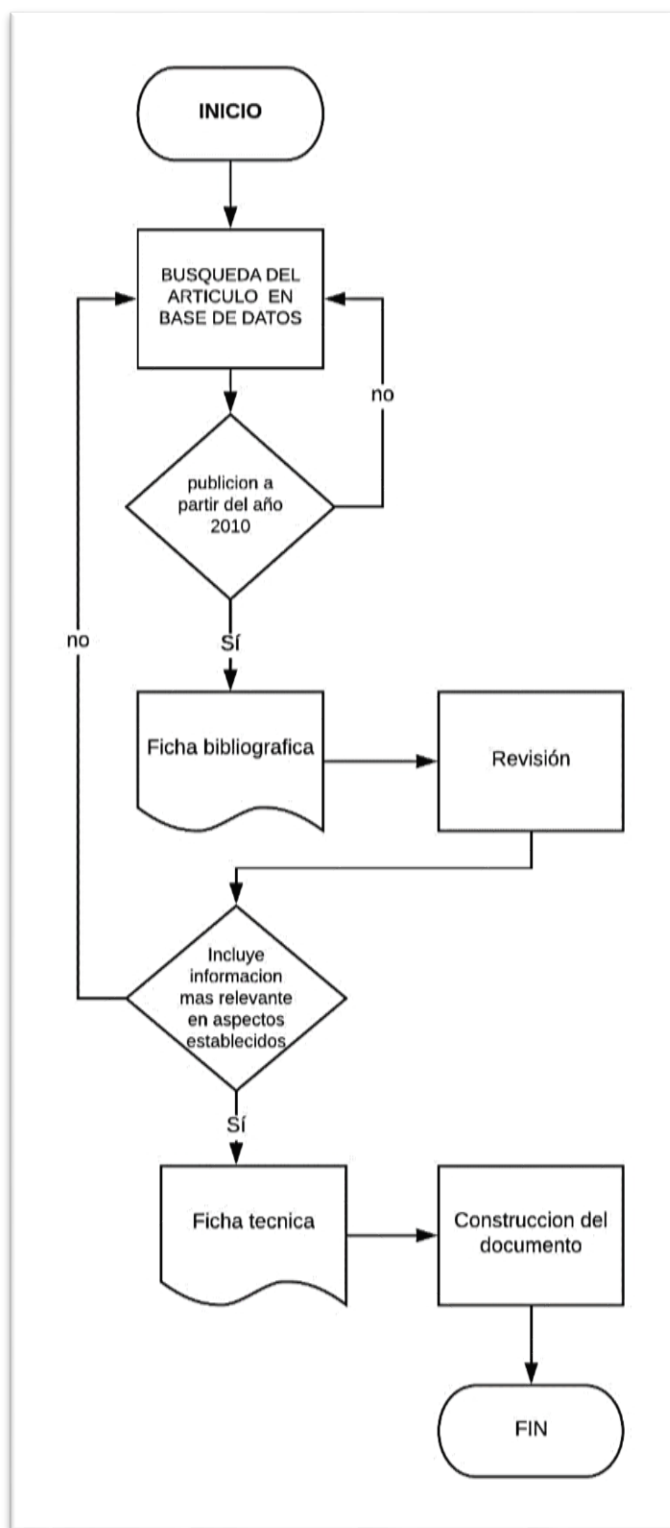


Figura 8. Sinterización de información.

<b>Título:</b>	Evaluación de campo de la mitigación de la corrosión en hormigón armado en condiciones de exposición marina.		
<b>Autores:</b>	Ahmed Abd El Fattan; Ibrahim Al Duais; Kyle Riding, Michael Thomas.		
<b>Año de publicación:</b>	2018	<b>Ciudad:</b>	Arabia Saudita
<b>Filtro:</b>	cloruros, resistencia a cloruros		
<b>Clasificación:</b>	cloruros		
<b>Resumen</b>			
Se construyó un sitio de durabilidad de campo en el Golfo Árabe, se realizaron diferentes diseños de mezclas de concreto con inhibidores de corrosión y/o materiales cementosos complementarios (SCM) utilizados comúnmente en condiciones reales. El rendimiento del concreto expuesto a un ambiente marino se evaluó mediante dos pruebas semestrales: perfil de cloruro y tasas de actividad de corrosión. Se esperaba que los inhibidores de corrosión y/o SCM aumentarían la vida útil del concreto.			
<b>Ideas principales:</b>			
Determinar la efectividad de las técnicas de mitigación de la corrosión usadas comúnmente en condiciones reales.			
<b>Causas:</b> exposición ambientes marinos ( Golfo Árabe) con concentraciones de sal aproximadamente 4,4%			
<b>Diagnóstico:</b> se emplearon dos pruebas: perfilado de cloruro y resistencia a la polarización, el primero de ellos es destructivo y el otro no. Se realizó extracción de núcleos a los bloques de estudio, las pruebas se analizaron mediante la <b>titulación pottenciométrica contra nitrato de plata (ASTM C1556)</b> y el coeficiente de difusión aparente <b>Da</b> y el cloruro de superficie <b>CS</b> se calcularon utilizando la segunda ley de difusión de Fick .			
<b>Tratamientos de prevención, reparación y mantenimiento:</b> Se espera que los inhibidores de corrosión o SCM mejoren la vida útil del concreto en el tiempo de despasivación del acero en concreto reforzado.			
<b>Palabras claves:</b>	Coeficiente de difusión de cloruro, resistencia de polarización lineal, inhibidores de corrosión.		
<b>¿A qué preguntas responde?</b>			
¿ Qué tipo de aditivos se han utilizado para mejorar las propiedades del concreto ante alguna patología?			

Figura 9. Ficha técnica

### 3.4.7. Presentación De Resultados

El documento resultado, resumirá las investigaciones sobre patologías en cinco capítulos, designando uno para cada tipo de patología (cloruros, carbonatación, acción bacteriana, álcali agregado y cambios por temperatura) subdividiéndolos en tres, que dan respuesta a los tres primeros objetivos específicos planteados anteriormente (causas, técnicas y procedimientos para el diagnóstico, y Prevención, rehabilitación y mantenimiento). Por último, se presenta anexo

un borrador de artículo para publicar que comprenderá la revisión de la interpretación de los artículos plasmados en las fichas técnicas, con el fin de formalizar el estado actual del tema.

### **3.5. Administración Del Proyecto**

#### 3.5.1. Recursos humanos.

Para el desarrollo del proyecto se contará con las personas que a continuación se presentan:

Karen Dayanna Cuevas Garcés de X semestre del Programa Ingeniería Civil de la Universidad Francisco de Paula Santander. Autor de la presente propuesta.

Yerly Milena Parada Rolón X semestre del Programa Ingeniería Civil de la Universidad Francisco de Paula Santander. Autor de la presente propuesta.

Jorge Fernando Márquez Peñaranda. Ingeniero Civil, Magíster y Doctor en Ingeniería, Docente de la Universidad Francisco de Paula Santander, Cúcuta. Director del Proyecto.

Carlos Alexis Bonilla Granados, Ingeniero Civil, Esp., Docente de la Universidad Francisco de Paula Santander, Cúcuta. Codirector del proyecto.

#### 3.5.2. Recursos institucionales.

Bases de datos bibliográficos multidisciplinar suministrada por la biblioteca Eduardo Cote Lamus de la universidad.

#### 3.5.3. Recursos materiales.

Para realizar la investigación es indispensable de un computador o cualquier dispositivo electrónico.

## 3.5.4. Cronograma

Fases de la investigación	Mes 1				Mes 2				Mes 3				Mes 4				Mes 5				Mes 6			
	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4
Recolección información, artículos investigativos referente a patologías en el concreto reforzado.	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■												
Clasificación información más relevante en causas, diagnóstico y rehabilitación de patologías en el concreto			■	■	■	■	■	■	■	■	■	■												
Selección de información para cada una de las variables a estudiar de las patologías en el concreto					■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■								
Redacción del artículo de revisión, de manera conceptual sobre los procesos de diagnóstico y reparación de las patologías presentes en el concreto armado.													■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
Redacción del proyecto de grado.																	■	■	■	■	■	■	■	■

## 3.5.5. Egresos.

PRESUPUESTO GENERAL DEL PROYECTO	
Ítem	Valor total
Consumible (papelería&transporte)	\$ 500.000
Recursos bibliográficos	\$ 500.000
Recursos humanos (autores)	\$ 6.000.000
Recursos humanos (asesores)	\$ 6.000.000
Hardware y software	\$ 2.000.000
Otros	\$ 1.000.000
<b>COSTO TOTAL DEL PROYECTO</b>	<b>\$ 16.000.000</b>



#### 4. Estado del conocimiento sobre patologías en el concreto reforzado

Se realizó la búsqueda de información en bases de datos y otras fuentes como revistas científicas de acceso libre de cada una de las patologías expuestas en este proyecto, se seleccionaron las publicaciones que cumplieran con los indicadores propuestos anteriormente.

De un total de 56 artículos consultados se encontró más información respecto a las patologías causadas por cambios de temperaturas con 19 artículos, sin embargo, es escasa la información respecto a patologías por reacción álcali agregado con 7 investigaciones. En la figura 10 se muestra el gráfico de barras que incluye la cantidad de publicaciones estudiadas para cada tipo de patología.

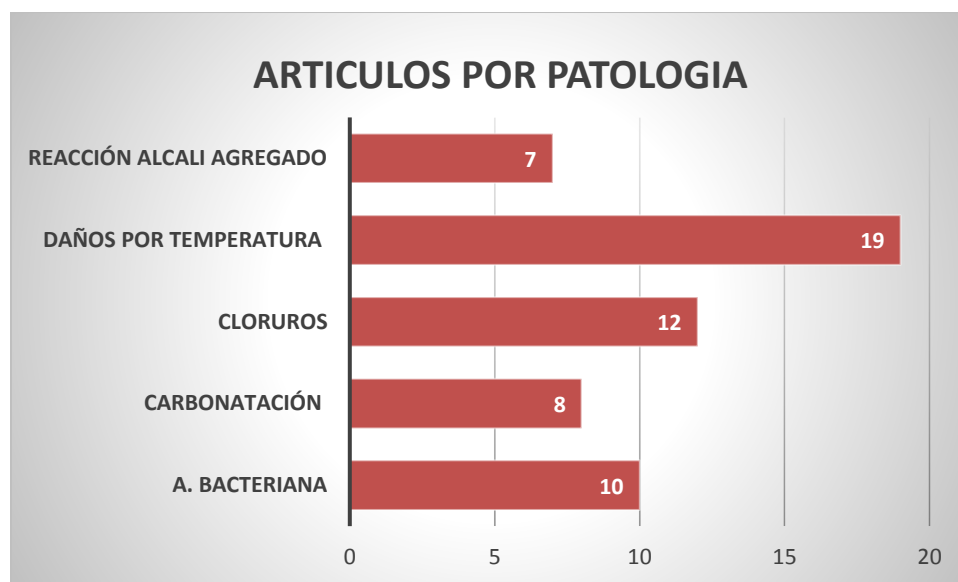


Figura 10. Artículos con relación a las patologías de estudio. Fuente propia.

Dentro de la literatura seleccionada los países con mayor aporte al tema de estudio son Colombia y España con 7 artículos y China con 6 artículos, como se muestra en la figura 11.

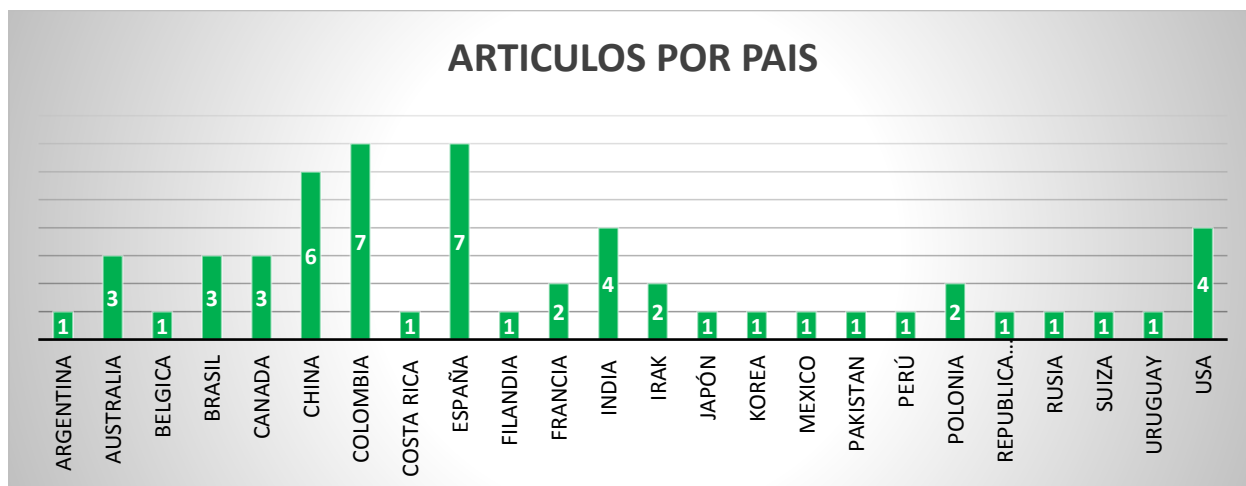


Figura 11. Cantidad de artículos por país de información seleccionada. Fuente propia.

La cantidad de artículos encontrados en Colombia se debe a que se profundizó en la búsqueda a nivel nacional, encontrando 4 artículos publicados en Universidades de Bogotá, 2 artículos en Medellín, y 1 en Bucaramanga, hallando más información sobre la patología causada por carbonatación en el concreto reforzado, sin embargo, la mayoría de los estudios no se enfocan en alguna patología en específico sino en el estudio general de la estructura.

Es importante resaltar que, aunque España tiene el mayor número de aportes, este no involucró a cada una de las patologías seleccionadas, a diferencia de China, país en donde se hallaron investigaciones en cada una de las patologías mencionadas anteriormente, excepto la reacción álcali agregado. También resultó escasa la información en los países de América, los países con mayor aporte a la investigación fueron Estados Unidos con 4 artículos, Brasil y Canadá con 3 artículos.

## 5. Corrosión del acero por entrada de Cloruros

### 5.1. Causas

Uno de los principales factores que conduce al deterioro de las estructuras de concreto reforzado es la corrosión del acero, causada en muchos casos por la entrada de cloruros desde la superficie. Cuando la concentración de cloruro alcanza un límite umbral en la superficie del refuerzo se produce la despasivación y se inicia la corrosión. Esta entrada de sales a través del concreto depende tanto de su porosidad como las condiciones ambientales al que está expuesto (Abd El Fattah, Al-Duais, Riding, & Thomas, 2018). A nivel mundial existen muchas estructuras de concreto expuestas a medios altamente agresivos, como aquellos en zonas de costera donde el principal responsable de la corrosión es el ión cloruro.

La corrosión causada por cloruros produce reducción del diámetro inicial y la capacidad mecánica de la barra de refuerzo, en el concreto produce fisuras y desprendimientos al generarse acumulación de productos de expansión en la interface acero – concreto afectando la adherencia del concreto al refuerzo.(Estupiñan Duran, Peña Ballesteros, Vásquez Quintero, & Solano Rodriguez, 2013)

Además de las concentraciones altas de sales en ambientes marinos a la que están expuestos los elementos estructurales como muelles, plataformas marinas, terminales portuarias entre otras estructuras de concreto reforzado, se le suman otras causas de deterioro . En la figura 12. se señalan las causas más importantes de deterioro, generadas por ambiente marino y cada una de las zonas de exposición.

#### **Zonas de exposicion según (IECA, 2013)**

En la zona de atmosfera marina se presenta:

- Corrosión del refuerzo activada por los cloruros

- Daños por heladas;

En zona de salpicadura se da:

- Corrosión del refuerzo activada por los cloruros
- Abrasión debida a la acción del oleaje
- Daño por heladas

En zona de mareas el deterioro es debido a:

- Abrasión de la acción del oleaje,
- Hielo flotante y otros objetos,
- Corrosión del refuerzo activada por cloruros,
- Daños por heladas,
- Crecimiento biológico y ataque químico del concreto

En zonas sumergida y enterrada, la estructura presenta riesgo debido a:

- Corrosión del refuerzo
- Ataque químico.
- Ataque biológico entre otras formas de degradación

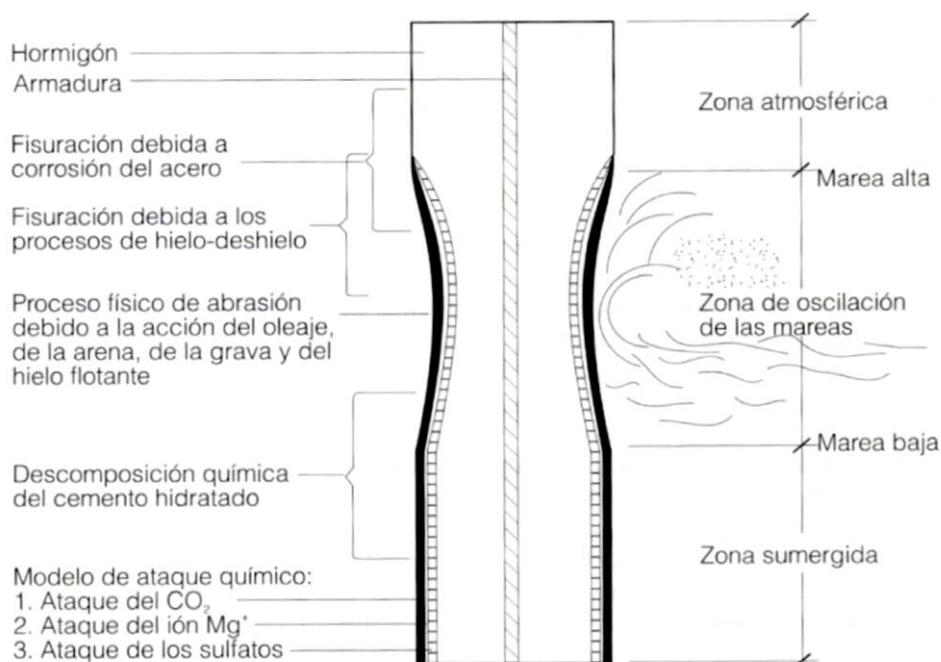


Figura 12. Deterioro de estructuras de concreto reforzado en agua de mar. (IECA, 2013)

El concreto producido adecuadamente genera protección al acero de refuerzo de la penetración de cloruros, sin embargo, los elementos de concreto sumergidos en el mar, son muy susceptibles a grietas, debido a la fuerza hidrostática y demás causas de deterioro, afectando negativamente la durabilidad de los elementos de concreto reforzado, siendo un fácil acceso a agentes agresivos, especialmente a iones de cloruro (IECA, 2013).

En el estudio realizado por (Yue, Li, Shao, & Li, 2016) se analizó el efecto de apertura de grietas y la recuperación de la penetración de cloruro en pilotes huecos de concreto reforzado. Las pilas huecas tienen aplicabilidad en la ingeniería oceánica.

Se elaboraron pilotes huecos para las muestras se moldearon utilizando molde cilíndrico, se fundieron y luego se centrifugó cada muestra a tres velocidades de rotación. Al final del proceso la resistencia a la compresión de las pilas huecas de concreto reforzado alcanzó 80Mpa. Se esperaba que las pilas huecas soportaran la compresión, la tensión o la flexión en la dirección

longitudinal, sin embargo, cuando se utilizan en la construcción de muelles, las pilas son golpeadas por vapores, por tanto la pila se comprime en dirección radial (Yue et al., 2016).

La muestra se sometió a carga radial para generar grietas, en la figura 13 se muestra la configuración de generación de grietas. La muestra fue cortada como se muestra en la figura 14 para obtener una muestra con solo una grieta.

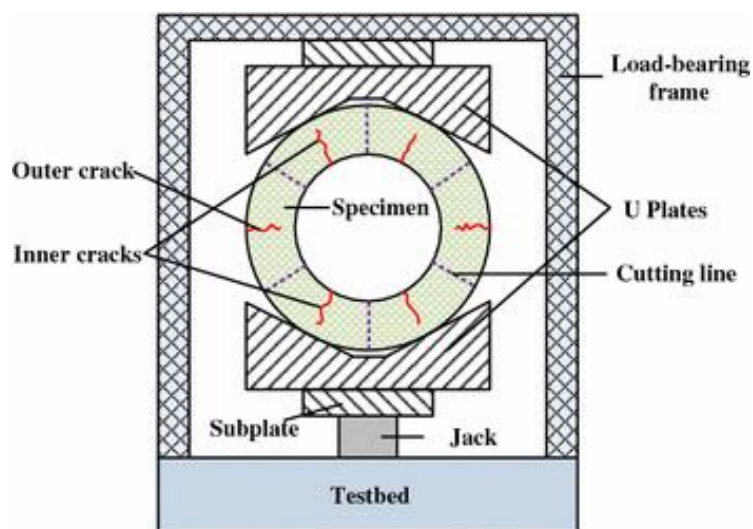


Figura 13. Configuración de generación de grietas. (Yue et al., 2016)

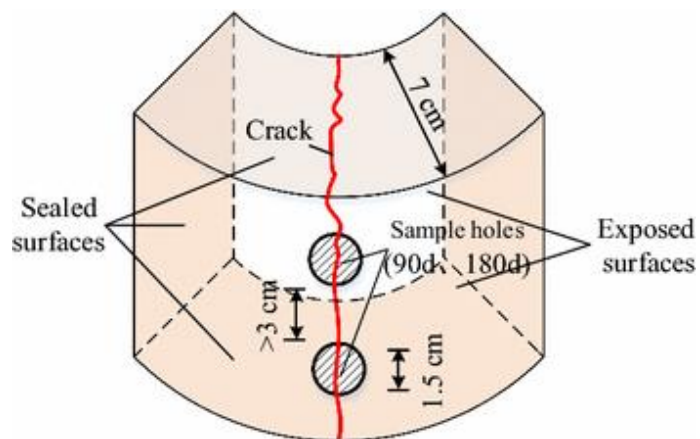


Figura 14. Especimen agrietado y perforado. (Yue et al., 2016)

Estas muestras se sellaron con epoxi en las caras cortadas, luego se sumergieron en solución de NaCl al 5% en masa durante 180 días.

Para determinar la penetración de cloruro, se tomaron muestras de polvo a diferentes profundidades de las superficies expuestas en la dirección radial. La primera perforación se realizó a los 90 días luego se selló con epoxi el orificio. Por medio de valoración potenciométrica se midió el contenido de cloruro en la muestra de polvo.

De las concentraciones de cloruro en las superficies externas e internas de las muestras de pilotes huecos de concreto reforzado a los 90 y 180 días, se indica que la concentración de cloruro aumenta gradualmente a medida que aumenta el desplazamiento de apertura de grieta COD (crack-opening displacement), para ambas superficies (Yue et al., 2016).

En la superficie interna la concentración de cloruro es mayor que en la superficie externa, por tanto, la tasa de acumulación de cloruro es mayor en la superficie interna en pilas huecas de concreto reforzado. Por el proceso centrifugo, los agregados gruesos quedan en la capa más externa, en la capa intermedia el mortero y en la capa interna se acumula la pasta de cemento, que tiene el tamaño de partícula más pequeño. La capa delgada de cemento de 1 a 3 mm no impide efectivamente la penetración de los iones de cloruro (Yue et al., 2016). En la figura 15 se muestra un corte transversal del pilote hueco donde se evidencia las tres capas.

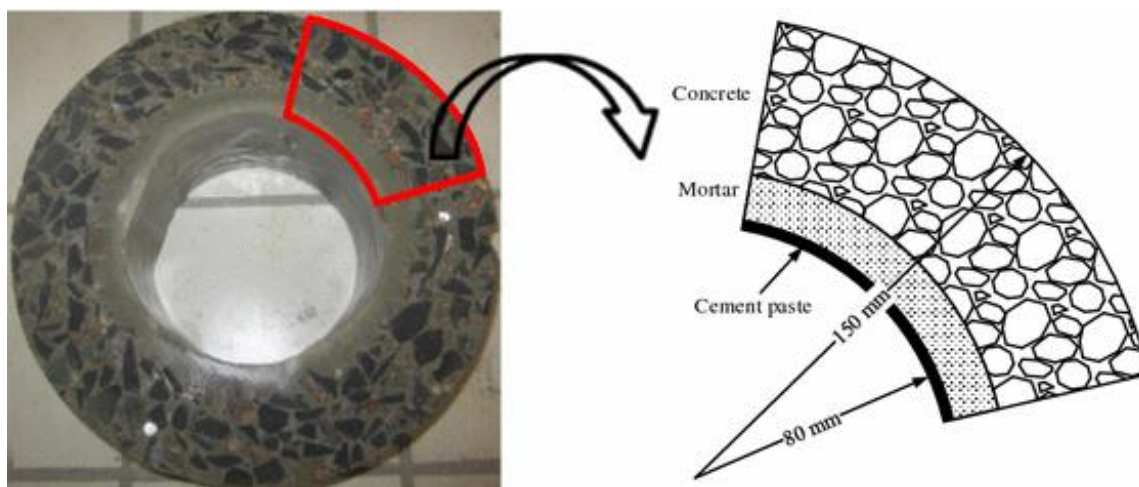


Figura 15. Corte transversal de pilotes huecos de concreto reforzado. (Yue et al., 2016)

El concreto agrietado puede autocurarse, los productos generados de procesos fisicoquímicos y/o mecánicos bloquean pequeñas grietas. En el estudio estimaron que el valor crítico de autocuración de grietas en la superficie externas es aproximadamente  $70\mu\text{m}$ . Los resultados mostraron que las concentraciones de cloruro en la superficie exterior aumentan significativamente cuando el desplazamiento de apertura de grieta es mayor que  $70\mu\text{m}$  (Yue et al., 2016).

En la superficie interna no hay un valor crítico para la autocuración. En comparación con la superficie externa, no hay un cambio evidente en la concentración de cloruros. Las concentraciones aumentaron gradualmente a medida que aumentaban los anchos de grieta de  $10\mu\text{m}$  a  $250\mu\text{m}$ . lo anterior se debe a la forma de la grieta y a las capas de mortero y pasta de cemento que se fracturan más fácil que la capa de concreto, por tener poco espesor y baja resistencia. Por tanto, las grietas que se forman en la pasta de cemento y mortero son de paredes paralelas, promoviendo el ingreso de cloruros, perjudicando la durabilidad de las pilas huecas de concreto reforzado. A diferencia de la superficie externa las grietas se generan en forma de V, debido a un solo sustrato y sólido, las profundidades de la grieta aumentan a media que aumenta



el ancho de grieta, y eventualmente tienden a cero (Yue et al., 2016). En la figura 16 se muestra la forma de la grieta para cada sustrato.

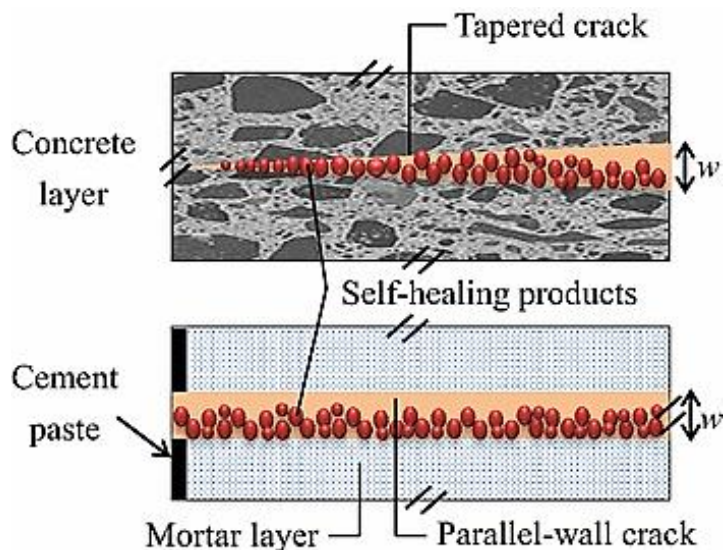


Figura 16. Efecto de la forma de grieta en la autocuración. (Yue et al., 2016)

La forma de la grieta afecta la capacidad de autocuración, la grieta en forma de V se bloquea más fácil con materiales que producen curación autógena, que una grieta de paredes paralelas en la pasta de cemento y mortero.

La superficie exterior de concreto impide efectivamente la penetración de cloruros, a diferencia de superficie interna de las pilas huecas de concreto reforzado, que presento mayor tasa de acumulación de cloruros tanto a los 90 días como a los 180 días de exposición a cloruros (Yue et al., 2016)

Las muestras de ensayo cilíndricas solidas de concreto de alto rendimiento (HPC) tenían relación w/c de 0.38 y resistencia a la compresión de 75 MPa; y las muestras con concreto ordinario (OC) la relación w/c fue de 0.5 y resistencia a la compresión de 46 MPa. La capacidad de recuperación de grietas es mayor en el HPC que el OC. En las pilas huecas de concreto la resistencia a la compresión es de 80 MPa, la capacidad de recuperación de grietas es

menor que en los concretos HPC y OC. Esto se atribuye a su estructura hueca, el área unida es inferior que, en los cilindros sólidos, la parte hueca no proporciona ningún esfuerzo de adhesión para recuperar la grieta (Yue et al., 2016).

El proceso de recuperación de las grietas está determinado por la relación de w/c. Un alto contenido de w/c tiene poca cementosidad entre los agregados, por tanto, se producen más partículas fracturadas en el momento de agrietamiento del concreto. La grieta no puede recuperarse completamente donde las partículas fracturadas se acumulan y entran en contacto con ambas caras, generando bloqueo local del área (Yue et al., 2016). En la figura 17. se muestra el proceso de recuperación de las grietas.

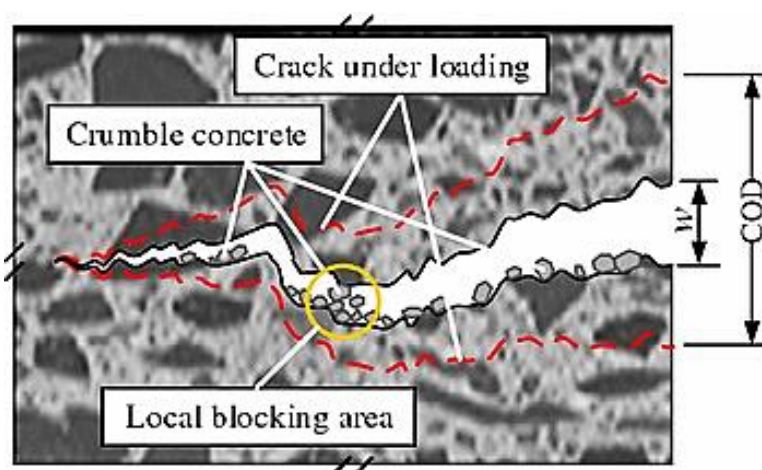


Figura 17. Proceso de recuperación de grietas. (Yue et al., 2016)

La tasa de recuperación de grietas disminuye a medida que aumenta la COD. La recuperación se vuelve más difícil a medida que la profundidad de la grieta aumenta con el aumento de COD, el espesor del concreto sin fisuras se vuelve cada vez más pequeño y no proporciona tensión de recuperación a la grieta (Yue et al., 2016).

## 5.2. Técnicas y procedimiento para diagnóstico.

A fin de identificar las patologías en el concreto reforzado, usualmente se siguen tres pasos, inicialmente se realiza un análisis no destructivo, el cual se basa en la inspección visual y en aplicación de ensayos in situ, en el segundo paso se realiza un análisis destructivo, debido a que el primer paso no aporta la suficiente información para tipificar la patología, en este paso es necesario extraer núcleos de concreto y probetas de acero de la estructura para hacer ensayos y pruebas en el laboratorio, por último se realiza análisis de laboratorio y se aplican modelos especializados para dar diagnóstico (Avendaño, 2006). Debido a los daños ocasionados en las estructuras al extraer los testigos de concreto se emplean cada vez más los ensayos no destructivos.

Cuando por medio de la inspección visual se detecta corrosión en la estructura indica que está en riesgo la resistencia general del elemento estructural. Por consiguiente, detectar tempranamente el proceso de corrosión en estructuras de concreto reforzado influye en la elaboración de estrategias de mantenimiento para limitar el avance de la patología, esto evita daños estructurales y reduce costos en la rehabilitación.

Se encontró en la literatura diferentes investigaciones sobre técnicas no destructivas, (Zaki, Chai, Aggelis, & Alver, 2015) realizaron una revisión de literatura sobre la capacidad de monitorear la corrosión en concreto reforzado por medio de emisión acústica, en el cual se afirma que la emisión acústica detecta efectivamente la corrosión que ocurre en tiempo real en la estructura.

En (Sharma, Sharma, Sharma, & Mukherjee, 2018) utilizan dos técnicas no destructivas para estimar la degradación del refuerzo en el concreto reforzado debido a la corrosión. Una técnica es basada en ondas guiadas ultrasónicas activas (UGW) y la otra en emisiones acústicas

pasivas (AE), usando la combinación de ambas técnicas se monitorea las diferentes etapas de la corrosión: el inicio, la propagación y la etapa final de fractura del concreto.

En la investigación se elaboraron vigas en pequeña escala, se sometieron a corrosión acelerada inducida por cloruro a intervalos variables de tiempo y se monitorearon con técnicas activas y pasivas. Los resultados del monitoreo se compararon con técnicas electroquímicas para determinar la eficiencia de las técnicas UGW y AE (Sharma et al., 2018).

Los especímenes utilizados fueron vigas fundidas con proporciones de mezcla 1: 1.49: 2.59 y relación agua-cemento de 0.45, el refuerzo de la viga fue una barra lisa de 25 mm de diámetro embebida longitudinalmente en la mitad de la sección transversal de la viga, dejando 15 cm de barra por fuera de la viga en ambos extremos que se utilizó para en montaje de transductores activos para el monitoreo de ondas guiadas, un transductor actúa como transmisor y el otro como receptor. En las caras posterior y frontal se instalaron 3 sensores de emisión acústica para cada lado, posteriormente las muestras se sometieron a exposición acelerada inducida por cloruros, cada una de las muestras expuesta a diferentes periodos de corrosión: 9, 19, 30 y 48 días (Sharma et al., 2018).

### **Monitoreo de onda guiada ultrasónica.**

Es un método activo porque requiere de excitación externa de una onda en la estructura a ser monitoreada, la prueba ultrasónica consiste en un pulsador- receptor ultrasónico, transductores piezoeléctricos de contacto y dispositivos de visualización, la configuración experimental se muestra en la figura 18. El método implica introducción de pulsos de altas frecuencias en la estructura y luego observar la transmisión y reflexión de la onda. Para la excitación externa se usaron frecuencias de 0,1 MHz y 1MHz, estos modos fueron seleccionados para que fueran sensibles a la superficie y al núcleo de la barra, y discernir así el inicio y el

progreso de la corrosión en la barra del refuerzo en el concreto durante el tiempo de exposición (Sharma et al., 2018). Las lecturas de la onda guiada se tomaron después de cada 24 horas a lo largo del periodo de exposición utilizando ambas frecuencias.

La onda transmitida cambia de intensidad de señal debido a la corrosión, si se presentan discontinuidades o picaduras en la barra de refuerzo debido a la corrosión afecta la propagación de la onda elástica (Sharma et al., 2018).

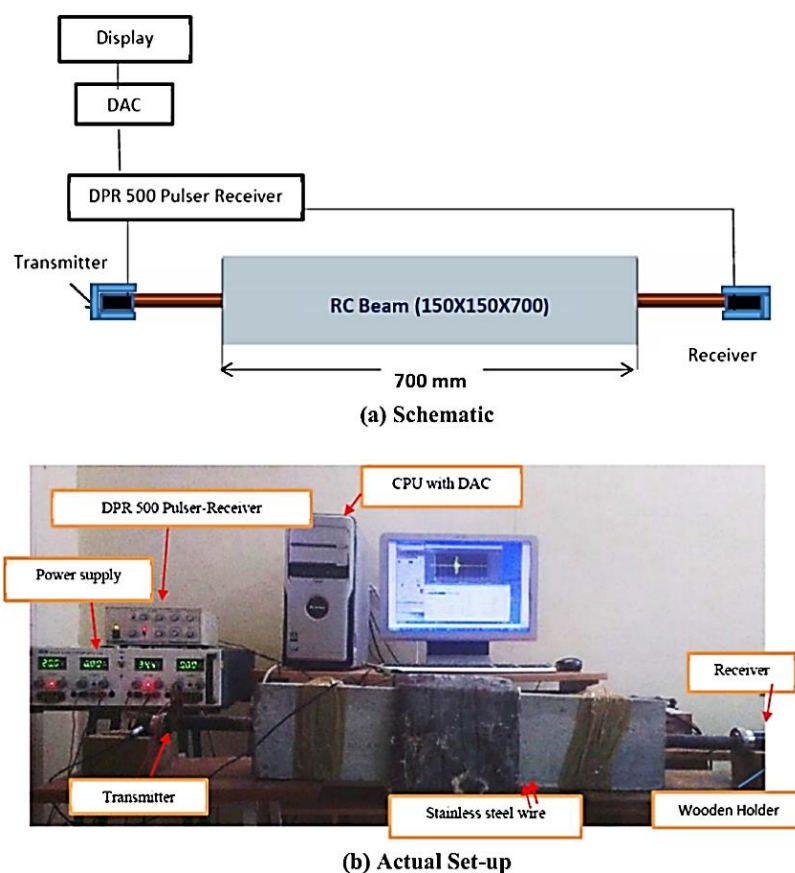


Figura 18. Monitoreo de ondas guiadas (UGW). (a) configuración esquemática (b) configuración real. (Sharma et al., 2018)

El daño experimentado en la barra de refuerzo debido a los cloruros se estudió midiendo el cambio relativo en la amplitud de la señal transmitida frente a la intensidad de señal máxima, en la tabla 1 se resumen los resultados del monitoreo. El monitoreo UGW capta indirectamente el

fenómeno de la corrosión, pero no indica el efecto de la corrosión de las barras de refuerzo en el concreto circundante en términos de micro a macro agrietamiento debido a la corrosión (Sharma et al., 2018).

**Tabla 1** Resultados de monitoreo UGW

Días de exposición	Mecanismos de corrosión	Cambios en la intensidad	Zona
00-08	Desvinculación inicial de la barra de refuerzo del concreto circundante, la corrosión se produce en la superficie de la barra causando delaminación.	Aumento de la señal	Zona de delaminación
08-19	La corrosión empieza a penetrar la barra de refuerzo	-	-
11-24	Delaminación y picaduras en la barra de refuerzo	Aumento de la señal	Zona de transición
20-35	Picaduras	Perdida en la intensidad de la señal	Zona de picaduras
35-48	Nivel avanzado de corrosión	No se afectan significativamente las señales	-

*Nota:* Elaboración propia, Información tomada de (Sharma et al., 2018)

#### - Monitoreo de emisiones acústicas

La emisión acústica es una técnica de monitoreo pasiva, involucra el uso de sensores en la estructura sin excitación externa y se escuche los cambios dentro de la estructura con la progresión del daño (Sharma et al., 2018). Para la configuración experimental utilizaron sensores AE, preamplificadores y filtros, el montaje experimental se muestra en la figura 19. Los sensores AE se utilizaron para captar señales y formas de onda generadas debido a micro-grietas en el concreto. Todas las señales AE que se producen debido a la corrosión del refuerzo tienen una

banda de espectro principal en un rango de baja frecuencia (20–80 kHz). Se sugirieron que los sensores de frecuencia resonante de 7 kHz, 15 kHz, 30 kHz y 60 kHz eran los adecuados para monitorear las señales AE debido al agrietamiento en concreto (Sharma et al., 2018).

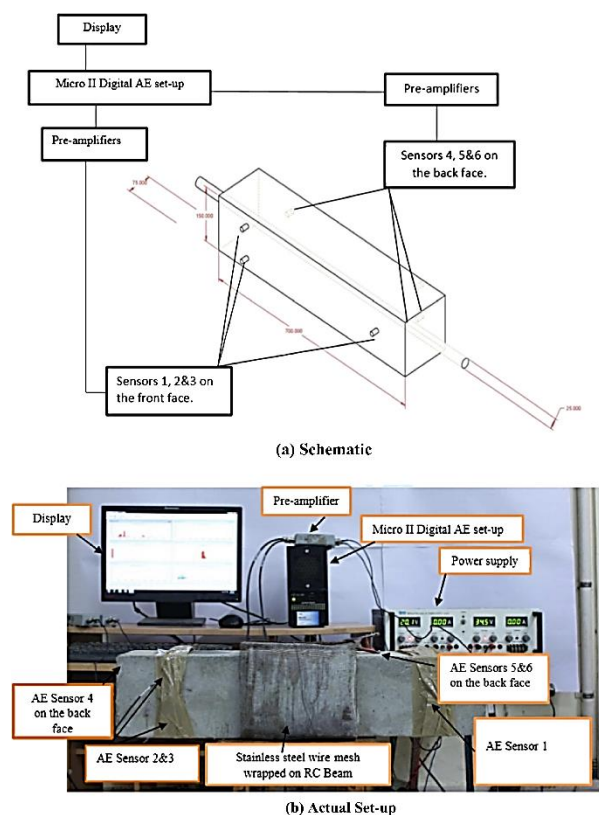


Figura 19. Monitoreo de emisiones acústicas (AE.) (a) configuración esquemática (b) configuración real. (Sharma et al., 2018)

El efecto de la corrosión en el concreto reforzado por monitoreo AE se estudió mediante tres parámetros, para comprender el mecanismo y el efecto de la corrosión inducida por cloruro en el concreto (Sharma et al., 2018). Los resultados de la medición de los parámetros se resumen en las tablas 2, 3 y 4.

- **Impactos acumulativos de AE**

**Tabla 2.** Resultados de medición de los impactos acumulativos de AE

Periodo de exposición	Impactos acumulativos de AE	Observaciones
00-08	Se registra aciertos de AE desde el comienzo de la exposición en aumento continuo.	Aumento continuamente con el aumento de la corrosión.
09-19	Aumento muy lento de registro de AE.	La actividad de corrosión se desplaza hacia picaduras, por tanto, hay menos presión de rotura sobre el concreto.
19-35	Fuerte aumento en aciertos AE registrados.	Fisuración del concreto, debido a la presión de rotura por la rápida formación de productos de corrosión.
35-48	Poco aumento en los aciertos AE registrados.	El concreto ya se ha agrietado profundamente y no se producen más grietas.

*Nota:* Elaboración propia, Información tomada de (Sharma et al., 2018)

- **Fuerza de señal acumulada**

La intensidad de señal acumulada (CSS) depende de la amplitud y la duración de las señales AE.

**Tabla 3.** Resultado de medición del segundo parámetro de AE

Fase	Observaciones
1	Las amplitudes de los eventos se limitaron a 65Db
Transición entre 1 y 2	Rápido aumento en la amplitud y numero de impactos
2	En la mitad de la fase 2 el número como la amplitud de los eventos disminuyeron
Transición entre 2 y 3	Se registró aumento en la actividad AE y aumento en la amplitud
3	Siguió en aumentando la actividad AE y la amplitud se registraron los mayores aumentos en la amplitud, estos disminuyeron
4	gradualmente a medida que avanzaba con el tiempo

*Nota:* Elaboración propia, Información tomada de (Sharma et al., 2018)

- **Parcelas de eventos AE.**

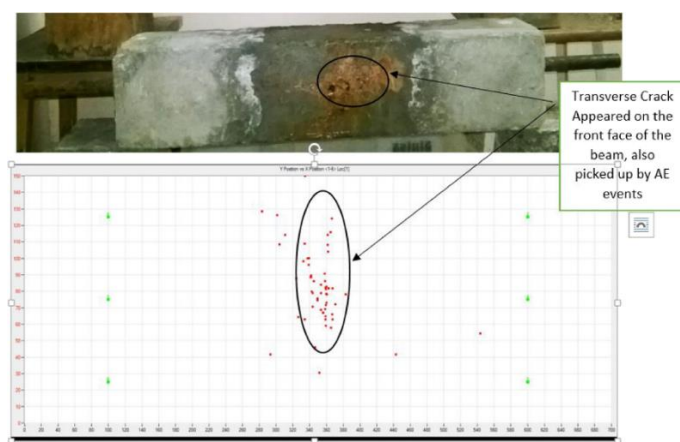


Para comprensión, se trazaron las ubicaciones de la secuencia de los eventos AE en diferentes momentos, la figura 20 muestra el mapa de eventos de emisiones acústicas a diferentes niveles de corrosión.

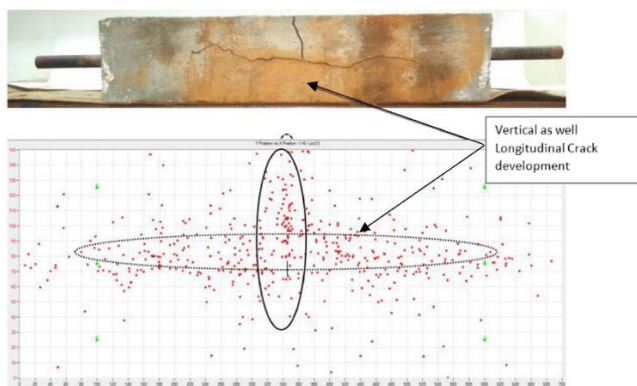
**Tabla 4** Observaciones de los mapas de eventos para cada nivel de corrosión.

Nivel de exposición a cloruros	Observaciones en el mapa de eventos
09 días	Se observó una pequeña grieta transversal
19 días	Grieta longitudinal
30 días	Tendencia de una grieta longitudinal y una grieta transversal en el centro de la viga
48 días	El mapa de eventos de AE está más lleno con una clara orientación longitudinal y una orientación transversal

*Nota:* Elaboración propia, Información tomada de (Sharma et al., 2018)

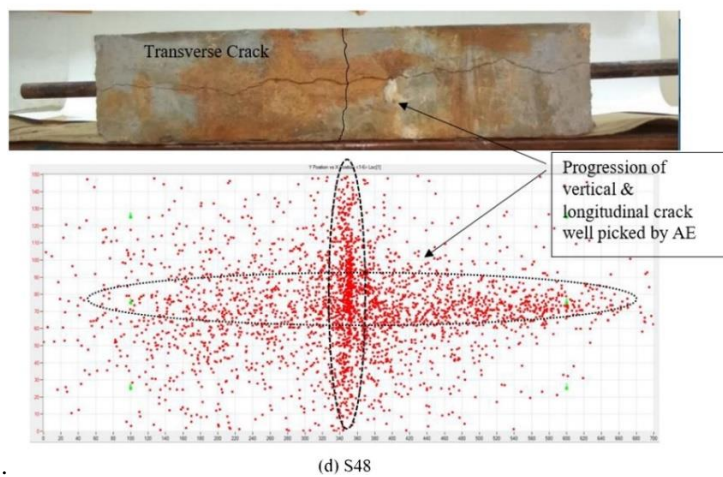
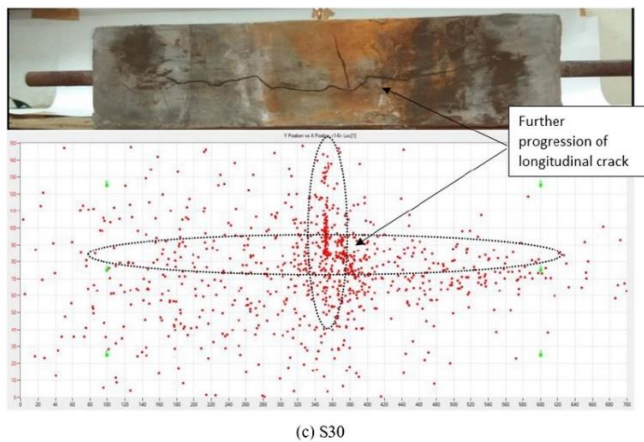


(a) S9



(b) S19

Figura 20. AE Gráficos de eventos para corroer vigas a diferentes niveles de corrosión. Días de exposición: (a) 9, (b) 19, (c) 30 y (d) 48. (Sharma et al., 2018)



Continuación Figura 20. AE Gráficos de eventos para corroer vigas a diferentes niveles de corrosión. Días de exposición: (a) 9, (b) 19, (c) 30 y (d) 48. (Sharma et al., 2018).

Las muestras sometidas a corrosión acelerada mostraron formación de productos de corrosión de color marrón rojizo debido a la exposición de cloruros, las observaciones visuales se muestran en la tabla 5.

**Tabla 5** Observaciones visuales del deterioro del haz de concreto reforzado expuesto a cloruros.

<b>Días de exposición</b>	<b>Observaciones visuales</b>
Después de 7 días	Aparición de grieta longitudinal
Después de 9 días	Comienzan a aparecer grietas en la superficie de la viga y comenzó a salir un líquido marrón rojizo
Entre 18 y 20 días	Inicio de grietas transversales
30 días	Grietas más predominantes
48 días	Viga altamente degradada

*Nota:* elaboración propia, Información tomada de (Sharma et al., 2018)

Para realizar comparaciones con las nuevas técnicas de diagnóstico (UGW y AE), además de la inspección visual también se realizaron mediciones electroquímicas en las vigas de concreto reforzado y ensayos destructivos en el acero de refuerzo (Sharma et al., 2018).

Los autores resaltan la importancia del monitoreo no destructivo de la corrosión para discernir las zonas de corrosión y determinar no destructivamente la capacidad residual de las barras.

La técnica de potencial de media celda, sustenta la corrosión a través de la medición de cambios electroquímicos, en la muestra expuesta a cloruros inicialmente se registraron valores bajos de potencial, después del quinto día de exposición los potenciales disminuyeron rápidamente quedando el acero en corrosión activa, esto se le atribuye a la despasivación de la capa protectora y la progresión de la corrosión en la barra, la técnica detecta la corrosión cuando ya ha ocurrido un daño representativo, lo cual indica desventaja frente a las técnicas UGW y AE, en cambio el monitoreo UGW activo capta la corrosión por picaduras en la superficie del acero,

pero no indica el efecto de la corrosión de las barras de refuerzo en el concreto circundante (Sharma et al., 2018).

El monitoreo AE ubica exactamente las regiones de inicio de la despasivación del acero y la progresión de la corrosión en forma de micro y macro agrietamiento en el concreto circundante representado por el mapa de eventos AE, los parámetros de AE distinguen las etapas del mecanismo de corrosión en las estructuras de concreto reforzado. La combinación de las técnicas no destructivas UGW y AE diagnostican la corrosión eficientemente (Sharma et al., 2018).

Con el objetivo de evaluar el desempeño de diferentes pruebas no destructivas en la detección de daños del subsuelo en losas de concreto reforzado, (Rathod & Gupta, 2019) realizó una investigación en losas fabricadas con defectos inducidos que originan daños como corrosión del acero, entre otros.

Para la investigación se fabricaron nueve placas de concreto reforzado con medidas de 180 cm x 46 cm con espesores variables de 10 cm, 15 cm y 20 cm y concreto de 25 MPa. Las losas se diseñaron unidireccionales con relación  $l/b$  de 0,39.

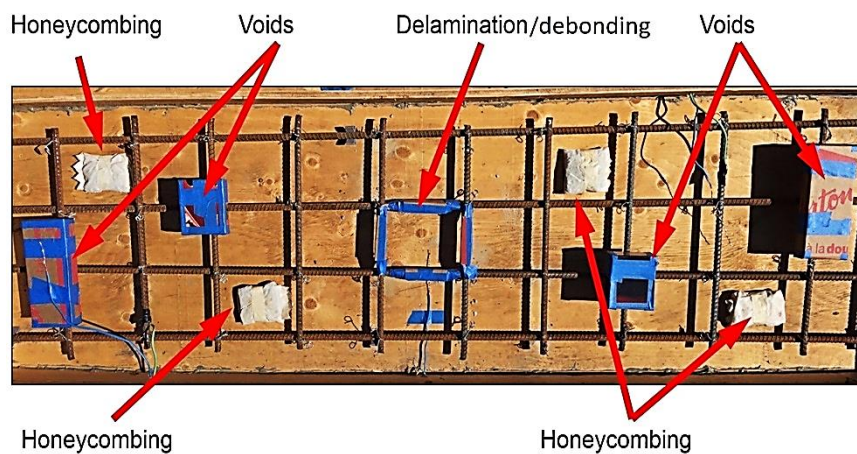
Además, se utilizó acero de refuerzo de diámetro 10 M, que según la asociación canadiense CSA equivale a 11 mm, en un total de 0,68, 0,46 y 0,34% en losas de 10 cm, 15 cm y 20 cm respectivamente. Las losas no fueron diseñadas para un momento particular de resistencia. Sin embargo, se basaron en la CSA y se alcanzó el límite de separación de acero de 25 cm. El acero transversal se usó solo para evitar las grietas por contracción en el concreto. La profundidad de refuerzo fue de 1,25 cm con el objetivo de favorecer el desprendimiento del concreto durante los ciclos de corrosión acelerados. La cubierta lateral del acero de refuerzo fue de 4 cm. (Rathod & Gupta, 2019)

En la tabla 6 se muestra los tipos de defectos y sus dimensiones aproximadas añadidas a las placas de concreto reforzado, se incrustaron cajas de papel de cartón para crear vacíos, como se observa en la figura 21, se agregó sal marina en la tercera parte media de la losa durante su fundición para acelerar el progreso de corrosión. La cantidad de agua en peso de concreto contenida en las placas fue de 190 Kg/m<sup>3</sup>

**Tabla 6.** Tipos de defectos inducidos en cada losa.

Tipo de defecto	Dimensión aproximada (cm x cm x cm)
Vacío (creado con caja de cartón)	17.8 x 7.6 x 3.8 y 8.7 x 7.6 x 3.8
Peinado de miel (Bolsillo de agregados sueltos)	5.0 x 5.0 x 2.0
Desacoplamiento (mangas de arena alrededor de las armaduras)	Manguito cilíndrico de 2.0 cm de diámetro.
Sal marina / Corrosión	3.4% del peso del agua en concreto.

*Nota:* tomada de Rathod, H., & Gupta, R. (2019).



*Figura 21.* Detalles de defectos incrustados. Rathod, H., & Gupta, R. (2019).

De los 9 especímenes se fabricaron 3 con defectos artificiales y 3 con sal marina, los 3 restantes se usaron como muestras de control para validar los resultados obtenidos de las 5 pruebas no destructivas mencionadas a continuación:

**1. Radar de penetración de tierra (GPR).** Es usado comúnmente para cartografiar las delaminaciones en concreto reforzado, detectar tuberías, encontrar barras de refuerzo, entre otros. La técnica GPR detecta los cambios en las propiedades electromagnéticas del material a partir de las ondas electromagnéticas reflejadas (Rathod & Gupta, 2019).

El equipo que se utilizó fue StructuresScan Mini de GSSI (Geophysical Survey Systems, Inc.) el cual requiere una malla más fina, para la prueba se usó un tamaño de malla de 2 pulg. X 2 pulg. (5 cm x 5 cm).

**2. Termografía infrarroja (IRT).** Las fallas en el concreto se pueden detectar usando una cámara de infrarrojos al capturar la diferencia térmica producida entre las fallas y el concreto.

Para esta técnica se usó una cámara FLIR E60 para adquirir las termografías infrarrojas de las muestras, la distancia de operación fue aproximadamente de 90 cm constante a la superficie superior de las losas. Se capturaron tres termografías por cada losa para cubrirla en su totalidad.

Se instalaron termopares tipo T en diferentes ubicaciones para medir la temperatura del subsuelo de las losas de concreto y relacionarlas con las mediciones termográficas.

**3. Resistividad eléctrica (ER).** El ER de una superficie de concreto es un indicativo de la resistencia del concreto a la penetración de iones cloruro. Es decir, a mayor resistencia mejor la calidad del concreto (Rathod & Gupta, 2019). Para la prueba se utilizó la sonda Wenner de cuatro puntos (Resipod) de Proceq .

**4. Velocidad de pulso ultrasónico (UPV).** se utilizaron dos transductores y un sistema de adquisición de datos (DAQ) de Proceq para recopilar datos indirectos de las muestras de prueba. Se utilizaron transductores con frecuencia de 54 KHz y se mantuvieron separados aproximadamente 13 cm en los puntos de unión del refuerzo longitudinal y transversal.

**5.Potencial de media celda (HCP).** Esta técnica determina la probabilidad de corrosión en función de las lecturas de potencia de media celda. La norma ASTM C876 estandariza la probabilidad de corrosión basada en los valores de potenciales.

En esta técnica se utilizó una sonda de sulfato de cobre y cobre llamada media celda junto con un voltímetro. Las mediciones fueron tomadas en la misma cuadrícula de 13,2 cm x 15,6 cm que se usó para las pruebas UPV y ER.

En la presente sección (4. Corrosión) se referencian únicamente los resultados de las pruebas ER y HCP relacionadas con el tema en estudio.

En la prueba ER los autores describen una variación significativa en los datos recopilados por la sonda Wenner, incluso en las losas de control. Se eligió un valor umbral de 80 KΩcm para detectar defectos en todas las losas.

Los valores de resistividad eléctrica de la superficie del concreto medidos cerca de los vacíos incrustados se encontraron más altos en comparación con el concreto circundante, los autores expresan que esto se debe a que el aire tiene un ER mayor en comparación con el concreto.

En la figura 22 se observa el porcentaje de error calculados en función de los defectos detectados por la prueba ER. los errores se calculan en función de las siguientes cinco categorías de identificación de defectos:

- 1.Capacidad de detección.
- 2.Capacidad de localización.
- 3.Cálculo del área afectada
- 4.Cálculo de la profundidad del defecto.
- 5.Cálculo del volumen del defecto.

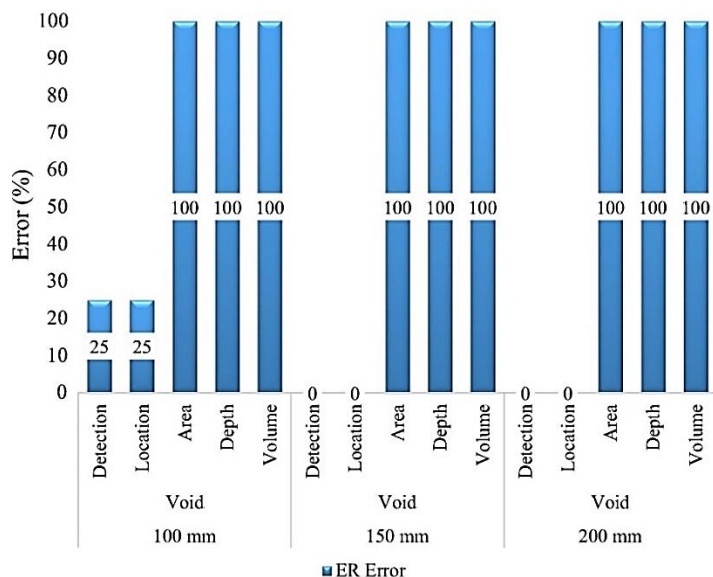


Figura 22. Error de ER en la identificación del daño subsuperficial en concreto reforzado. Rathod, H., & Gupta, R. (2019).

El valor de 0 se asigna si se detectan todos los defectos y 100 para ningún defecto. Se observó que el error en el cálculo de detección y localización de los defectos es mayor en la placa de 10 cm que para las placas de 15 cm y 20 cm. Los autores expresan que la falta de detección de vacíos podría deberse a la superficie desigual y la falta de contacto con la sonda, además de los errores implícitos asociados a la técnica (Rathod & Gupta, 2019).

El HCP se utilizó para determinar el potencial de corrosión en las placas con adición de sal marina. No se observó una variación significativa en los resultados obtenidos de las losas con adición de sal marina y las losas de control. Como se mencionó anteriormente la sal marina se agregó solo en la tercera parte media de la losa. Sin embargo, debido a los ciclos de humedecimiento y secado, hubo una difusión de iones de cloruro y, como resultado, los valores más altos de HCP se registraron fuera de la tercera porción media. El valor de error obtenido en cada categoría fue cero. (Rathod & Gupta, 2019)



Con estos resultados los autores consideran que la prueba HCP es la más precisa para la detección de cloruros, sin embargo, sugieren la aplicación de las técnicas GPR, UPV y HCP juntas, para reducir el porcentaje de error en la detección de los defectos.

Los sistemas de monitoreo en las estructuras de concreto reforzado también son centro de investigación, ya que proporcionan una detección temprana de corrosión y oportuno mantenimiento o rehabilitación a las mismas. (Wu & Wu, 2010) estudiaron el mecanismo de los sensores inalámbricos para el monitoreo de la corrosión de refuerzo en tiempo real basados en la tecnología de radiofrecuencia, esta tecnología les permite estar libres de una fuente de alimentación interna, transmitiendo la señal de corrosión del refuerzo de adentro hacia afuera. El circuito LC se muestra en la figura 23 y la frecuencia de resonancia de todo el circuito es definida por la ecuación de Thompson (1).

$$F = \frac{1}{2\pi\sqrt{L.C}} \quad (1)$$

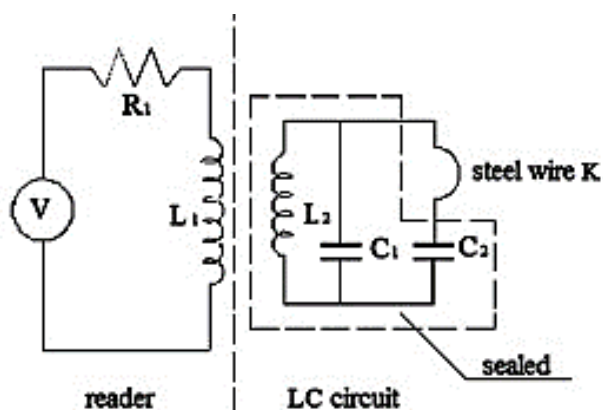


Figura 23 . Diagrama de circuito para sensor. (Wu & Wu, 2010).

La parte derecha de la figura 21 es un circuito LC, que está sellado excepto el cable de acero (K) el cual se encuentra incrustado en el concreto cerca del refuerzo a monitorear. La parte

izquierda de la Figura 21 es el lector, que se halla fijo a la superficie de la estructura de concreto. Siguiendo con este orden de ideas, cuando el refuerzo en el concreto este corroído, el alambre de acero (K) también será corroído y se romperá causando un cambio en la frecuencia de resonancia del sensor (Wu & Wu, 2010).

Se fabricaron seis sensores (B1-B6) con alambres de acero de diámetro 0.25 mm, 0.4 mm, 0.5 mm, 0.7 mm, 0.8 mm y 2.0 mm respectivamente. Las dimensiones de las muestras de concreto fueron de 15 cm x 15 cm x 80 cm, la distancia entre la superficie de concreto y el sensor es de 4 cm. Seguidamente del proceso de curado de las muestras de concreto se procede al experimento de corrosión acelerada.

Para determinar el estado del cable de acero se hace la medición de la frecuencia de resonancia mediante la curva característica de frecuencia de fase de la impedancia y se determina de acuerdo con la caída en la curva de voltaje como se muestra en la figura 24.

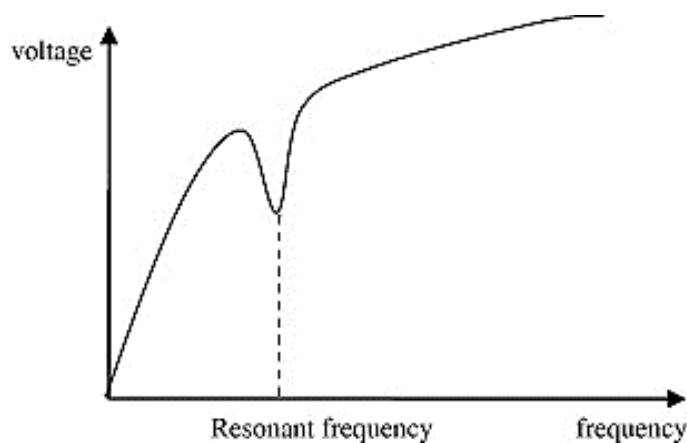


Figura 24. Curva característica de frecuencia de fase de la impedancia. Wu, J., & Wu, W. (2010).

En la figura 25 se observan los resultados de las curvas de frecuencia de fase de la impedancia de las seis muestras, los autores observaron que en los sensores B4 y B6 no se evidenció la caída de voltaje, y expusieron que esto se debe a la “zona de transición”, que ocurre

durante el proceso de corrosión del alambre de acero, en donde el descenso de la curva disminuye con el aumento de la resistencia del cable de acero y la frecuencia de resonancia no se puede medir, como se observa con más detalle en la figura 26 (Wu & Wu, 2010).

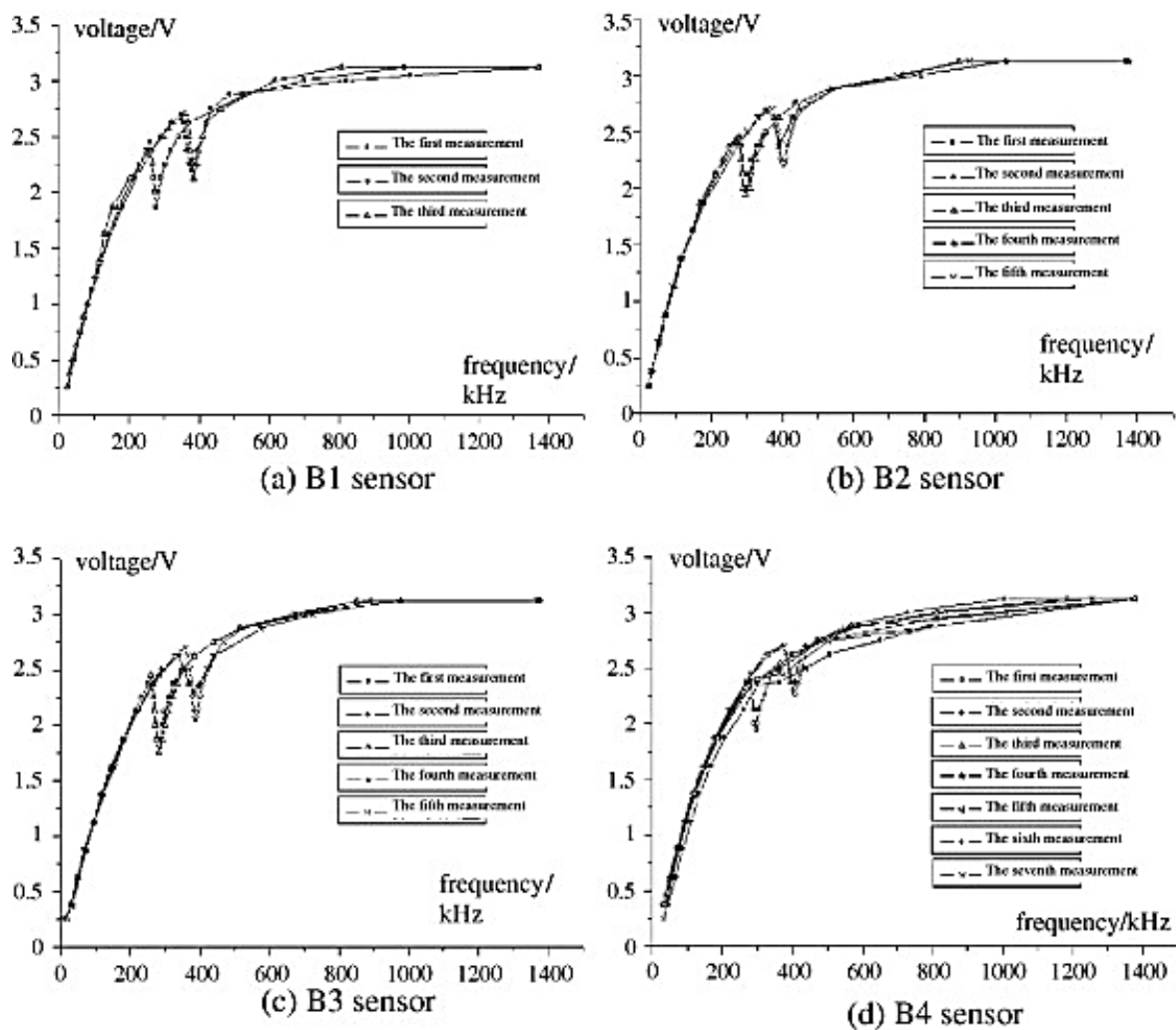
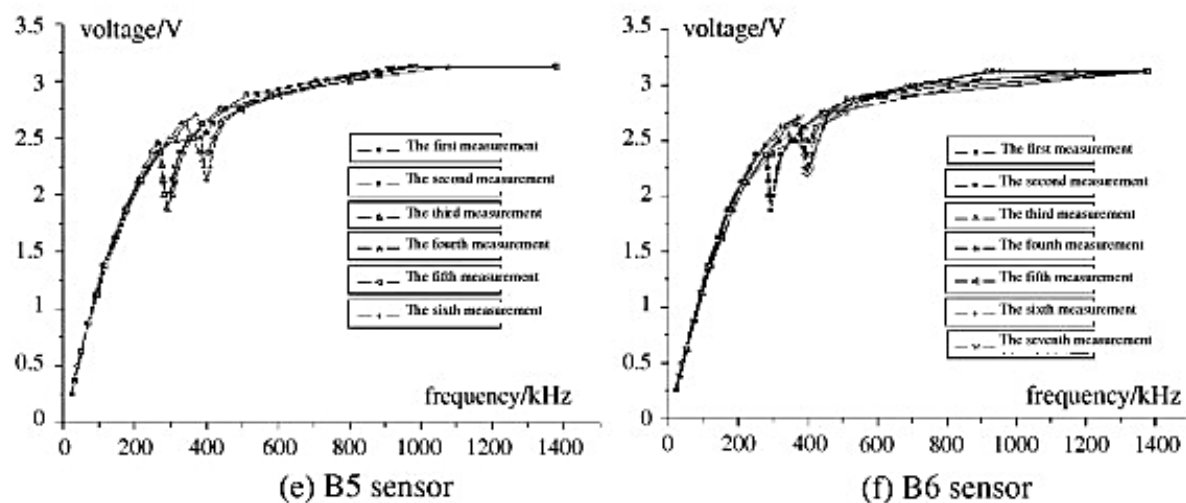
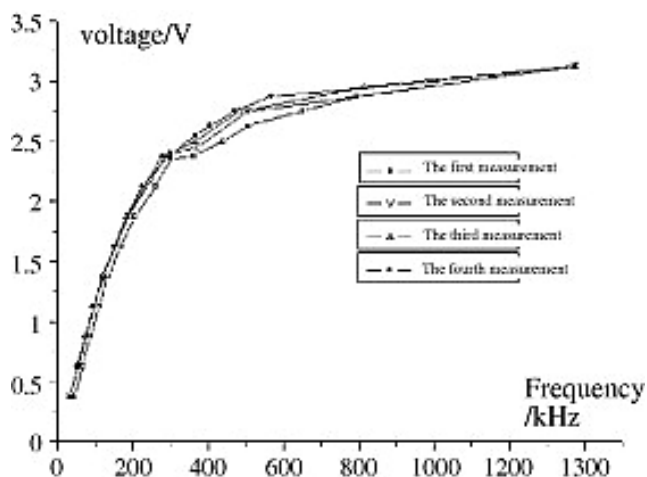


Figura 25. Curva característica de la frecuencia de fase de la impedancia de los sensores durante la corrosión. Wu, J., & Wu, W. (2010).



Continuación figura 23. Curva característica de la frecuencia de fase de la impedancia de los sensores durante la corrosión. Wu, J., & Wu, W. (2010).



Con el fin de resolver la falta de señal durante la zona de transición los autores desarrollan tres sensores (A1 – A3) en los cuales reemplazaron el cable de acero por un interruptor de resorte como se muestra en la figura 27.

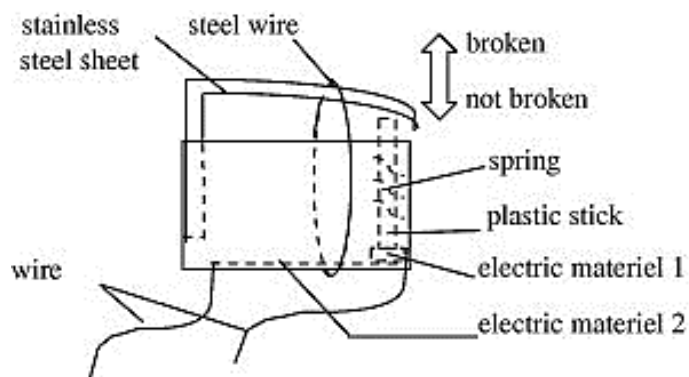


Figura 27. El interruptor. Wu, J., & Wu, W. (2010).

Los resultados de las curvas características de la frecuencia de fase de la impedancia de los sensores mejorados muestran solo la frecuencia de resonancia inicial y final como se observa en la figura 28.

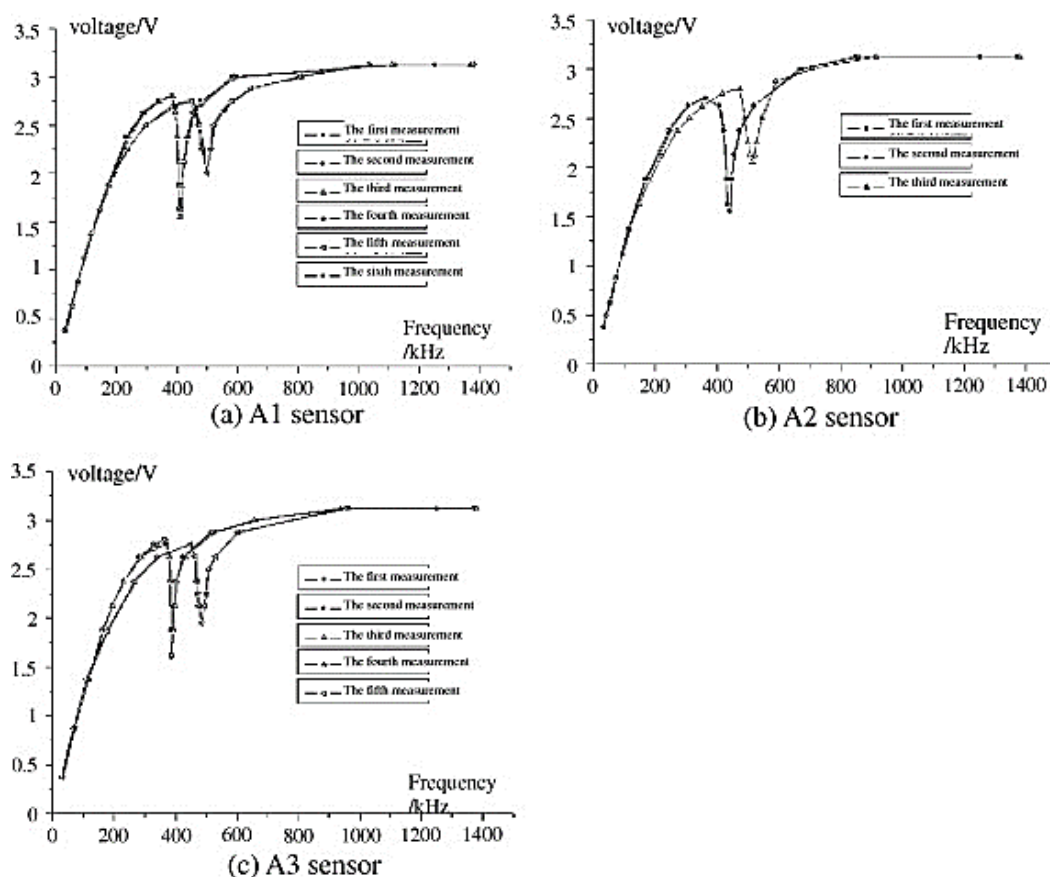


Figura 28. Curva característica de la frecuencia de fase de la impedancia de los sensores con interruptor de resorte durante la corrosión. Wu, J., & Wu, W. (2010).

Con estos resultados los autores exponen que la mejora del sensor con el interruptor puede solucionar el problema de la “zona de transición”.

Con un interruptor en el sensor solo se puede indicar si el cable de acero se rompe o no, controlando dos estados de corrosión del refuerzo. Los autores expresan que estas condiciones pueden cambiar si se agregan más interruptores con diferentes diámetros de alambres de acero al sensor. Así la frecuencia de resonancia cambiará cuando cada cable se rompa debido a la corrosión. Si la relación entre el diámetro del cable de acero roto y el nivel de corrosión del refuerzo se obtienen mediante experimentos, el cambio de frecuencia de resonancia inducida determinara la cantidad de corrosión del refuerzo en el concreto cuando cada cable se rompa (Wu & Wu, 2010).

### **5.3. Prevención, rehabilitación y mantenimiento.**

Se ha encontrado en la literatura el común uso de aditivos en mezclas de concreto reforzado, con el objetivo de mejorar la resistencia a la corrosión en estructuras expuestas a ambientes altamente agresivos.

Diferentes investigaciones han enfocado sus estudios en determinar qué tipo de aditivos y cantidades de mezclas son apropiadas para la prevención de corrosión de acero en condiciones ambientales específicas.

El Golfo Árabe con sus altas concentraciones de sales ha sido foco de diversas investigaciones sobre el deterioro del concreto reforzado.

En el año 2018 se construyó un laboratorio de durabilidad de campo en una playa privada perteneciente a la Universidad King Fahd para Petróleo y Minerales, que pertenece a un cuerpo semicerrado de dicho Golfo. Abd El Fattah, Al-Duais, Riding, & Thomas, autores de la

investigación expusieron ocho diferentes mezclas de concreto al proceso de intemperismo marino natural durante un tiempo de doce meses. Para el diseño de las mezclas se usaron:

- Cementos ASTM C150 tipo I y V

Tres materiales cementicios suplementarios (**SCM**) diferentes:

- humo de sílice ASTM C1240 (SF),
- ceniza volante ASTM C618 (FA) clase F y
- cemento de escoria ASTM C989 (SC).

Las mezclas se hicieron con el cemento tipo I y tres inhibidores de corrosión:

- Un inhibidor de corrosión migratoria (MCI),
- Inhibidor de corrosión de nitrato de calcio (CNI) y
- Caltite.

Además, se utilizó una mezcla reductora de agua de alto rango ASTM C494 en todas las mezclas y una relación común fija de agua-cemento de 0.4 (Abd El Fattah et al., 2018). La investigación pretendía identificar formas de reducir la corrosión del acero mediante los inhibidores de corrosión o los SCM.

El rendimiento del concreto se evaluó en tres zonas de exposición: **marea, salpicadura y atmosférica** mediante dos pruebas semestrales: **Perfil de cloruro** y **Resistencia de Polarización Lineal (LPR)** en bloques lisos y reforzados con dimensiones de 23 cm x 46 cm x 120 cm y profundidades de barra de refuerzo de 12.7 mm, 25.4 mm, 38.1 mm y 50.8 mm.

Los resultados en ambas pruebas registran baja actividad de corrosión del refuerzo en la zona atmosférica. En la prueba de Resistencia a la Polarización Lineal (**LPR**) los valores de la

densidad de corriente de corrosión ( $I_{corr}$ ) no alcanzaron el límite de activación de  $0,25 \mu\text{A}/\text{cm}^2$  en ninguna de las profundidades.

En las zonas de salpicadura y marea se observaron los niveles más altos de corrosión y en tendencia creciente con el tiempo como se muestra en la figura 29 y 30. El valor de  $1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$  se tomó como indicador de elevada actividad de corrosión. Los autores describen una tendencia a la acumulación de cloruro con el paso del tiempo en periodos largos.

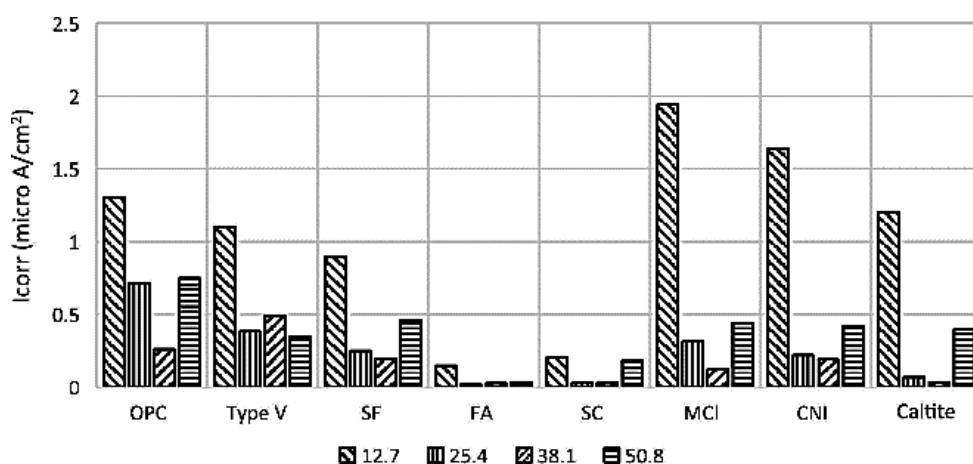


Figura 29. Lectura LPR en la zona de salpicadura a los seis meses. Abd El Fattah, A., Al-Duais, I., Riding, K., & Thomas, M. (2018).

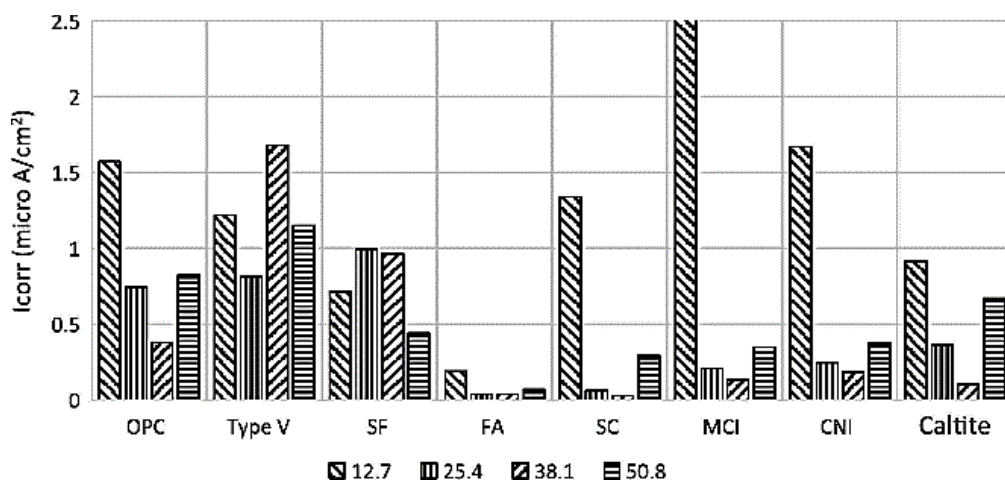


Figura 30. Lectura LPR en la zona de salpicadura a un año. Abd El Fattah, A., Al-Duais, I., Riding, K., & Thomas, M. (2018).



El uso de cemento de ceniza volante (FA) y escoria (SC) fueron los métodos de mitigación de la corrosión más eficaces en este estudio. Sus altas capacidades de unión dieron concentraciones de superficie más altas, y redujeron la concentración de cloruro libre cerca del acero de refuerzo. Las menores concentraciones de cloruro en el acero combinadas con baja conductividad eléctrica dieron bajas tasas de corrosión. (Abd El Fattah et al., 2018)

El rendimiento del humo de sílice (SF) fue similar al del OPC en los coeficientes de difusión y ligeramente menores en las tasas de corrosión, calculados en la prueba de perfilado de cloruro (Abd El Fattah et al., 2018)

La inclusión de inhibidores de corrosión no mostró muchos beneficios para el acero de refuerzo con profundidades inferiores a 25,4 mm. Sin embargo, se observó una disminución significativa en la velocidad de corrosión en las mezclas con inhibidores a profundidades de refuerzo mayores de 25.4 mm en comparación con la mezcla de cemento Portland Tipo I. Los autores plantean que esto podría deberse a que el inhibidor de corrosión se difundió fuera del concreto cerca de la superficie, y que ocurrió especialmente después de seis meses, reduciendo su efectividad al momento de proteger el acero a pequeñas profundidades. (Abd El Fattah et al., 2018)

La mayoría de las investigaciones sobre corrosión al concreto reforzado se han realizado en corto tiempo y/o por medio de ensayos de corrosión acelerada inducida.

Un estudio de campo realizado por (Angst, Büchler, Schlumpf, & Marazzani, 2016) reporta el desempeño de un aditivo orgánico inhibidor de corrosión durante 18 años. El inhibidor usado fue el FerroGard 901 de Sika, a base dealconolamina. Para su ensayo se fabricaron dos especímenes de concreto reforzados en forma de L, de dimensiones de pantalla 170 cm x 210 cm

x 20 cm. Un espécimen de referencia, E1, y el otro E2 el cual fue mezclado con el aditivo inhibidor de corrosión: Las proporciones del concreto se muestran en la tabla 7.

El refuerzo se dispuso con malla de acero de diámetro de 12 mm espaciado cada 20 cm en ambas direcciones, el recubrimiento del acero fue de 1,5 cm y 3 cm en la cara de exposición y en la cara trasera respectivamente. Además de las mallas de refuerzo se colocaron cerca a la cara de exposición 9 barras de 16 cm de longitud y 12 mm de diámetro con profundidades de recubrimiento de 1.5 cm, 2.5cm y 3.5 cm. Las muestras quedaron expuestas a salpicaduras de agua que contienen cloruro en una carretera alpina en Suiza.

**Tabla 7.** *Proporciones de concreto en especímenes E1 y E2.*

	<b>Concreto de referencia (E1)</b>	<b>Concreto con inhibidor (E2)</b>
Cemento Portland (CEM I 42.5) (kg / m <sup>3</sup> )	325	325
Agente de incorporación de aire (Sika Fro-V5-A) (% por peso de cem)	0,6	0,6
Superplastificante (Sikament-10) (% por peso de cem)	0,8	0,8
Inhibidor Sika FerroGard 901 (kg / m <sup>3</sup> )	-	12
Agregados (0–32 mm) (kg / m <sup>3</sup> )	2050	2050
relación w / c	0,46	0,45

*Nota:* tomada de (Angst et al., 2016)

Las pruebas de campo se realizaron en intervalos de tiempo máximos de 3 años, los autores hicieron las siguientes mediciones:

- Mapeo de potencial de la superficie expuesta a la carretera
- Corriente galvánica
- Resistencia de corriente
- Perfiles de cloruros (a partir de los 9 años de exposición)

Los resultados de las mediciones a los especímenes se resumen en la tabla 8.

**Tabla 8** Comparación de resultados entre elementos de concreto E1 y E2

Resultado de mediciones		E1 (concreto de referencia)	E2 (concreto con inhibidor)
	Corrientes galvánicas	Un primer aumento medible de corriente apareció aproximadamente después de los 8 años. Se aprecia un gran aumento a los 16 años.	La corriente se mantuvo en un nivel bajo durante el tiempo de medición (18 años). Esto indica ausencia de corrosión galvánica.
	Resistencia a la propagación	Se ubico en el rango 1.8 a 2.4 kΩ. Resistencia a la propagación más baja que en el concreto con inhibidor.	Se ubico en el rango 2.6 a 3.7kΩ. Resistencia a la propagación más alta que en el concreto de referencia.
Medidas electroquímicas	Mediciones de potencial	Después de los 10 años los valores potenciales se volvieron cada vez más negativos. Se considera que los potenciales de acero más negativos indican corrosión. Desde los 13 años hasta los 16 gran parte de los potenciales se volvió más negativo que -300Mv vs CSE. No existe un rango de valor de potencial para distinguir entre acero pasivo y acero con corrosión activa, sin embargo, se considera corrosión activa a valores promedios más negativos que -300Mv vs CSE.	Antes de los 13 años los potenciales variaban entre positivos o negativos, después de este punto los potenciales fueron ligeramente más negativos, pero incluso después de 18 años, prácticamente el 100% de los potenciales fueron más positivos que -300Mv vs CSE. No se considera que los cambios positivos o negativos indiquen diferencias en el estado de corrosión, sino que son resultado de cambios en otros factores, como el contenido de humedad en el concreto, la temperatura, etc.
	Curvas de polarización potenciodinámicas	Las densidades de corriente son significativamente mayores que en el concreto con inhibidor. Las densidades del espécimen de referencia parecen estar en el borde pasivo/activo.	Densidades de corriente bajas, esto indica que los segmentos de barras de refuerzo se encuentren presumiblemente en condiciones pasivas.
	Penetración del cloruro en el concreto	A medida que la profundidad de penetración aumentaba, la concentración de cloruro disminuía. El ingreso de cloruros fue similar a espécimen de concreto con inhibidor.	Los perfiles de penetración de cloruro de los especímenes de concreto E1 y E2 no revelan gran diferencia en comparación.

*Nota:* elaboración propia, información tomada de (Angst et al., 2016)

**Continuación Tabla 8.** *Comparación de resultados entre elementos de concreto E1 y E2*

<b>Resultado de mediciones</b>	<b>E1 (concreto de referencia)</b>	<b>E2 (concreto con inhibidor)</b>
Inspecciones visuales después de 18 años de exposición al campo.	El agrietamiento, desprendimiento y manchas de corrosión en la superficie del concreto fue mayor que en el concreto con el inhibidor. Se evidencio pronunciado ataque de corrosión por picadura en los lados de las barras de refuerzo que estaban en la cara expuesta hacia la carretera.	Se observó un leve ataque de corrosión, solo se notaron algunas manchas de corrosión. La profundidad de carbonatación en ambos especímenes fue inferior a 3 cm.
Iniciación de la corrosión.	Las mediciones electroquímicas indicaron que después de 18 años de exposición algunas zonas de la malla de refuerzo frontal se encontraban en corrosión activa. Con base en mediciones de las corrientes galvánicas y los potenciales del acero, se estimó que la corrosión inicia aproximadamente entre 8 a 9 años de exposición.	Después de 18 años gran parte del refuerzo parecía estar en condiciones pasivas. Se estimo inicio de corrosión con un tiempo de exposición de 18 años.

*Nota:* elaboración propia, información tomada de (Angst et al., 2016)

### **Efecto del inhibidor de corrosión**

No se observó una diferencia significativa en la penetración de cloruro entre el concreto con inhibidor y el concreto de referencia. La resistencia de propagación en el concreto con inhibidor fue 50% más alto que en el concreto de referencia. Las densidades de corriente medidas en el concreto de referencia fueron evidentemente más altas que en el concreto con inhibidor, esto indica que en presencia del inhibidor la reacción catódica se inhibe notablemente, una explicación razonable para la reducción de la densidad de corriente se supone que es una formación de una capa sobre la superficie del acero. (Angst et al., 2016)

Los resultados de esta investigación son importantes para conocer la eficiencia del inhibidor, se comprueba que, a exposición de cloruro en el campo el concreto mezclado con el

inhibidor puede retrasar el inicio de la corrosión. En comparación con el concreto de referencia, la corrosión inicia después de aproximadamente 8 a 9 años de exposición a una profundidad de 1.5cm, después de 18 años el acero en el concreto con el inhibidor no presenta corrosión, por tanto, el inhibidor aumenta el doble de tiempo el inicio de la corrosión. Se comprueba que los componentes del inhibidor no desaparecen ni se evapora de la superficie del acero con el tiempo (Angst et al., 2016).

El inhibidor se considera indispensable por su efecto de inhibidor de corrosión a largo plazo, previniendo la corrosión durante 18 años (Angst et al., 2016). No se estudia a detalle los efectos del inhibidor sobre las propiedades mecánicas del material de acero y concreto.

A demás de usar inhibidores con el fin de garantizar la vida útil de las estructuras de concreto reforzado en ambientes agresivos, se han explorado varios métodos de protección, unas de las tecnologías de prevención es galvanizar la superficie del acero o cambiando el refuerzo por acero inoxidable.

La galvanización confiere una mayor resistencia a la corrosión del refuerzo en presencia de cloruros que el acero desnudo, además los productos de corrosión generados son menos voluminosos que el del refuerzo tradicional. Sin embargo, hay factores que influyen en el rendimiento de la corrosión del revestimiento galvanizado, como la estructura del recubrimiento galvanizado, la humedad del concreto o el tipo de cemento (Luna Molina, Alonso Alonso, Sánchez Moreno, & Jarabo Centenero, 2017)

Cada vez más se considera la investigación de aglutinantes mezclados con cemento, debido a las sinergias encontradas que favorecen la hidratación y las propiedades mecánicas y de durabilidad del concreto. Con el objetivo de obtener mayor protección en las estructuras de concreto reforzado, los autores estudiaron la interacción del refuerzo galvanizado en concreto

ternario aglutinante expuesto a penetración de cloruros. Es importante caracterizar el espesor residual del refuerzo galvanizado y la penetración de cloruros a través de la cubierta del concreto, para evaluar la protección del refuerzo de acero subyacente debido a la destrucción del revestimiento galvanizado y su relación con los cloruros acumulados en el nivel de la barra de refuerzo (Luna Molina et al., 2017).

En el ensayo experimental se realizaron cubos de 10 cm cada lado con una barra de acero galvanizada incrustada en la mitad, fundidos con dos tipos de concreto, llamados OPC y SL, la dosificación del concreto se muestra en la tabla 9. La barra incrustada en los dados de concreto fue barras de acero B 500 SD de 12 mm de diámetro galvanizadas por inmersión en caliente (ISO 1461:2009), la inmersión en un baño de zinc con espesor de recubrimiento de  $229 \pm 37 \mu\text{m}$ .

**Tabla 9.** *Dosificación de concreto OPC y SL.*

<b>Materiales</b>		<b>OPC</b>	<b>SL</b>
Agregados silíceos	0-6 mm	850 kg	850 kg
	6-12 mm	880 kg	880 kg
385 kg aglutinante	CEM I 42.5R-SR	100%	64%
	Piedra caliza	-	6%
	Escoria de alto horno	-	30%
Relación agua/ligante	w/b	0.6	0.6%


*Nota:* elaboración propia, información tomada de (Luna Molina et al., 2017).


A los dados se les realizó un corte en paralelo al refuerzo dejando un recubrimiento de concreto en la barra de 1,5 cm, cara por donde ingresan los cloruros, las demás caras fueron pintadas con resina epoxi. Estos especímenes se sumergieron en una solución de NaCl 1M la entrada de cloruro se mantuvo durante 1 año. Después de este tiempo, la concentración de la

solución de cloruro externo se aumentó a 2 M y, 6 meses después, a 3 M. El período total de exposición al cloruro fue de alrededor de 650 días para ambos especímenes.

Por medio de mediciones electroquímicas al final del periodo de inmersión, se obtuvo un valor promedio del contenido total de cloruro al nivel de las barras (Luna Molina et al., 2017).

- Penetración de cloruros

Concreto SL  6.6%  $\pm$  1.4 en peso de aglutinante.

Concreto OPC  11.0%  $\pm$  0.8 en peso de cemento

Se evidencia que en el concreto ternario se retrasó la entrada de cloruros, se supone que es debido a los minerales como la piedra caliza y la escoria de alto horno que crean una microestructura de poro más fina, también se supone que, con largos periodos de exposición al cloruro, la escoria de alto horno tiene mayor capacidad para unir cloruros (Luna Molina et al., 2017).

Después de los primeros 200 días se alcanza la saturación de la cubierta del concreto SL para unir más cloruros, seguido de un aumento de cloruros libres en la red de poros del concreto, por tanto, una disminución en la resistencia a la corrosión (Luna Molina et al., 2017).

Después de un periodo de 20 días de penetración de cloruros hay aumento en la velocidad de corrosión debido a la llegada de cloruros a nivel de la barra. La respuesta electroquímica muestra valores de velocidad de corrosión más altos en el concreto SL, pero con menos contenido total de cloruro que en el concreto OPC como se indicó anteriormente, esto se podría atribuir a las diferencias en la zona de transición interfacial entre las barras galvanizadas y el concreto (Luna Molina et al., 2017).

La reacción entre el recubrimiento galvanizado de las barras y el concreto húmedo produce hidróxido de zinc y próximamente hidróxido zincato de calcio, en el caso del OPC con mayor contenido de cemento portland los hidratos de la pasta llena los poros de la zona de transición interfacial, por tanto, esta zona es menos densa y más débil en el concreto SL (Luna Molina et al., 2017).

Para evaluar el daño al recubrimiento causado por el ataque del cloruro y la protección del acero desnudo se realizó un análisis por medio de técnicas de microscopía. Al final del periodo de exposición, por medio de microscopia electrónica de barrido (SEM) se observaron las zonas con mayores niveles de ataque en las barras, no se evidencio óxidos pardos relacionados con la corrosión del acero lo que significa que no hay pérdida total del recubrimiento galvanizado en ninguno de las muestras. Para identificar la presencia del revestimiento galvanizado residual se usó rayos X disperso de energía (EDXA), se observa que el ataque al revestimiento fue en la capa externa, por tanto, la capa más interna permanece intacta, esto indica que el acero no sufrió daño y que el revestimiento galvanizado aumenta la vida útil del refuerzo en presencia de cloruros (Luna Molina et al., 2017). Se obtuvo un valor promedio del grosor residual de las barras de refuerzos en concreto SL y OPC

Grosor de refuerzo residual

Concreto SL             $143 \pm 62 \mu\text{m}$

Concreto OPC             $191 \pm 56 \mu\text{m}$

Se evidencia mayor daño por cloruros en las barras que estaban embebidas en concreto SL. El concreto ternario retrasa la entrada de cloruros, pero la zona de transición interfacial es más débil por consiguiente mayores pérdidas del revestimiento, aun cuando la cantidad de cloruros



acumulados al nivel de la barra de refuerzo galvanizada es menor que en el concreto OPC (Luna Molina et al., 2017). En el caso es recomendable emplear refuerzo galvanizado con concreto OPC.

Asi mismo los elementos de concreto reforzado que están deteriorados por la exposicion a ambientes severos, necesitan una reparación resistente a la corrosión, una técnica consta de la utilización de concreto de geopolímero reforzado con fibra de alcohol polivinílico como revestimiento o reemplazando la cubierta del concreto en el elemento. La aplicación del concreto con fibra de geopolímero ofrece una mejor resistencia a la corrosión, mejora el rendimiento de los elementos y logra tener buenas condiciones de interfaz entre la capa de concreto nuevo y el concreto existente (Al-Majidi, Lampropoulos, Cundy, Tsioulou, & Al-Rekabi, 2018).

Con el fin de evaluar la eficiencia del concreto de geopolímero reforzado con fibra de alcohol polivinílico (PVAFRGC) como material de reparación y de protección contra la corrosión, se realizó un ensayo en el cual utilizaron muestras de concreto reforzado que simulaban la reparación de la superficie del elemento, luego se sometieron a corrosión por cloruros.

En la elaboración del concreto PVAFRGC se produjo una mezcla de aglutinantes con fibras de alcohol polivinílico, las proporciones de la mezcla se muestran en la tabla 10 y en la tabla 11 se encuentran propiedades mecánicas y geométricas de la fibra de alcohol polivinílico (PVA).

**Tabla 10.** *Dosificación de mezcla PVAFRGC*

<b>Material</b>	<b>Proporciones de la mezcla (kg/m<sup>3</sup>)</b>
Ceniza voladora	388
Escoria	310
Humo de sílice	78
Arena de sílice	1052
Activador alcalino de silicato de potasio	93
Contenido de agua	194
Superplastificante	7.8
Fibra de PVA	26

*Nota:* tomada de (Al-Majidi et al., 2018)

**Tabla 11.** *Propiedades mecánicas y geométricas de la fibra de PVA.*

<b>Longitud (L<sub>F</sub>) [mm]</b>	<b>Diámetro (d<sub>F</sub>) [mm]</b>	<b>Relación de aspecto (L<sub>F</sub> / d)</b>	<b>Densidad [g / cm<sup>3</sup>]</b>	<b>Resistencia a la tracción f<sub>t</sub> [MPa]</b>	<b>Módulo elástico E<sub>s</sub> [GPa]</b>
12	0.015	800	1.3	1560 ± 325	29.5

*Nota:* tomada de (Al-Majidi et al., 2018)

Para el programa experimental elaboraron dos series de vigas, muestras de control y muestras expuestas a corrosión. Se fundieron 12 vigas con concreto ordinario reforzadas con varillas de acero, las dimensiones del acero y de las vigas se muestran en la figura 31. De las 12 vigas, 8 se utilizaron para repararlas con concreto PVAFRGC, inicialmente se fundieron con concreto ordinario hasta 12,5% y 25% de la profundidad total de la viga, dejando así espesores de 2.5 cm y 5cm para la capa de reparación; las otras 4 vigas fueron de referencia.

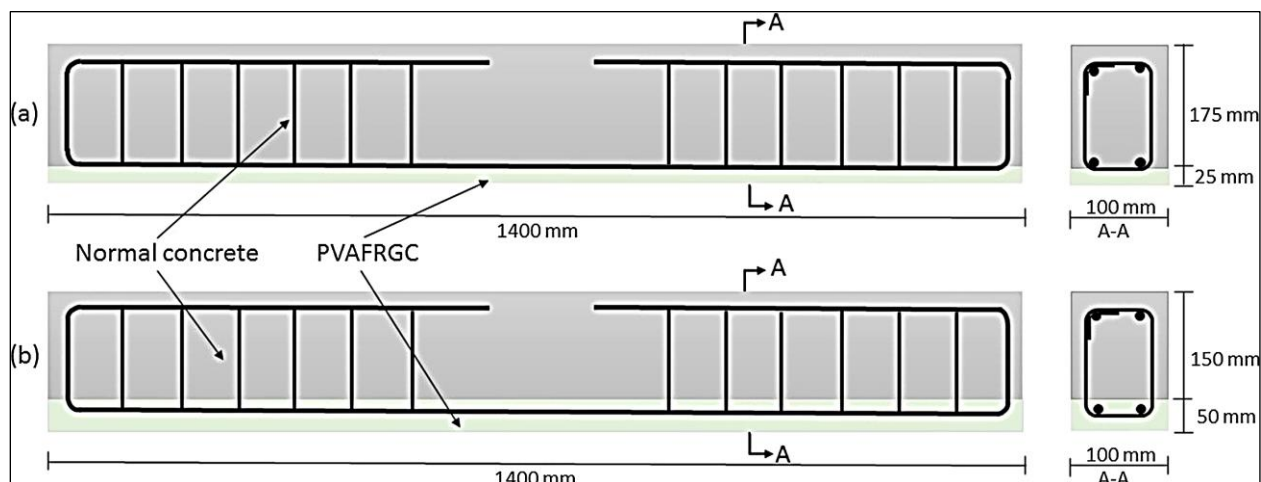


Figura 31. Detalle de geometría y detalles del refuerzo. (Al-Majidi et al., 2018).

En el estudio la capa de reparación se superpuso tres meses después de la fundida de las vigas, sin deterioro inicial del refuerzo, en situaciones reales de campo se retira la capa superficial del elemento de concreto reforzado ya expuesto a condiciones ambientales severas y se aplica el revestimiento con material de reparación.

Al colocar la capa de reparación en el elemento se puede generar desunión entre los dos sustratos de concreto debido a la tensión de contracción diferencial, ocasionadas por transferencia de humedad al sustrato seco, el nuevo material tiende a contraerse durante el proceso de secado. Para reducir el riesgo de desunión y deformación por retracción se usó una lámina de plástico en la superficie para evitar la evaporación del agua, luego de desmoldar la viga, durante 10 días se mantuvo el curado en la superficie de PVAFRGC (Al-Majidi et al., 2018).

Para simular un ambiente altamente agresivo se empleó una técnica de prueba de corriente inducida para acelerar la corrosión durante un periodo de 90 días, sumergiendo las vigas en una solución de cloruro de sodio y aplicando una corriente constante de 300 mA, con el fin de hacer comparaciones entre muestras con un alto grado de corrosión. Como se ha visto en casos anteriores la técnica de corriente inducida es muy utilizada porque puede simular con precisión el

efecto de la corrosión durante los periodos experimentales (Al-Majidi et al., 2018), la figura 32. muestra el sistema de corrosión acelerada al que fueron expuestas las vigas de concreto en la piscina.

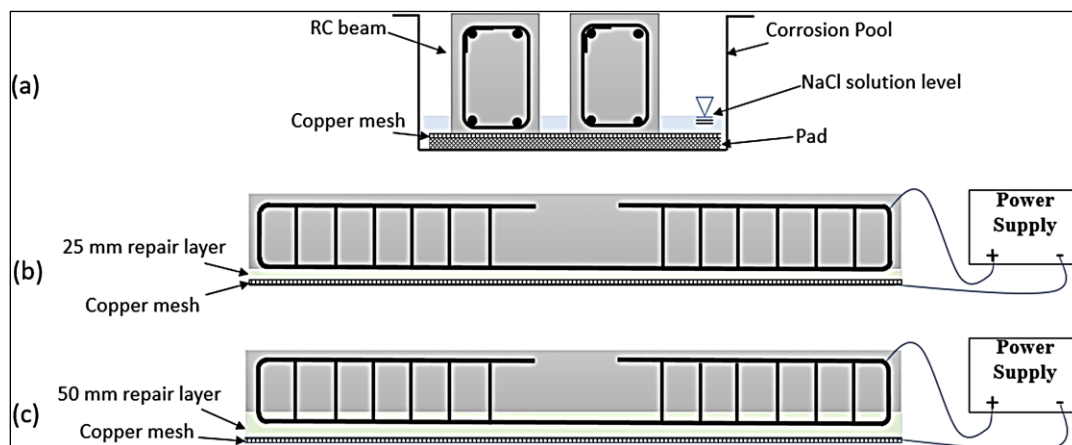


Figura 32. Sistema de corrosión acelerada; (a) diagrama esquemático de la piscina de corrosión; (b) capa de reparación de 25 mm y (c) capa de reparación de 50 mm. (Al-Majidi et al., 2018).

Al final del periodo de corrosión acelerada, se observan que las muestras de control tenían más manchas de óxido y agrietamiento que las vigas reparadas. Se retiró el refuerzo y se midió el promedio de pérdida de masa del acero. También se realizaron pruebas de carga, el modo de falla fue similar en todas las muestras tanto en vigas de control como para las vigas reparadas, todas fallaron por flexión y las grietas se propagan a la mitad del tramo (Al-Majidi et al., 2018). En vigas reparadas con PVAFRGC se encontró reducción de la carga final promedio debido a la corrosión, la tabla 12 muestra los resultados.

**Tabla 12.** Porcentaje promedio de resultados para cada tipo de muestra.

Tipo de elemento	Pérdida de masa en acero	Reducción de la carga final promedio debido a la corrosión
Viga de control	8.5%	16%
Viga reparada con PVAFRGC 2.5 cm de espesor	7%	11%
Viga reparada con PVAFRGC 5 cm de espesor	5.5%	8%

Nota: elaboración propia, información tomada de (Al-Majidi et al., 2018).

Lo anterior indica que la reparación con PVAFRGC puede limitar considerablemente el efecto de la corrosión y que mejora el rendimiento estructural de los elementos. Las muestras reparadas tienen mayor resistencia a la corrosión y mayor capacidad de carga final que las muestras de control, esto se debe a la menor pérdida de masa del refuerzo de acero, por consiguiente, menor agrietamiento lo que contribuye a la mejora de la capacidad de carga (Al-Majidi et al., 2018)

En términos estructurales la compararon entre los espesores del material de reparación, los resultados indican que el aumento del espesor del material mejora la resistencia a la corrosión, debido a dos razones, la primera es, que la capa más gruesa demuestra mayor resistencia a la corrosión, penetración de cloruros y humedad, la segunda es que la capa de reparación de 5cm garantiza mayor adherencia con el sustrato de concreto existente (Al-Majidi et al., 2018).

Para garantizar el comportamiento monolítico entre los dos sustratos (concreto reforzado y capa de PVAFRGC de reparación) se realizó medición del deslizamiento de interfaz en las muestras reparadas. Los resultados para muestras corroídas y no corroídas arrojaron deslizamientos muy pequeños a lo largo de toda la viga, con valores casi en ceros, lo que indica la que se desarrolló una interfaz fuerte y unida (Al-Majidi et al., 2018).

Otra técnica de prevención de corrosión del acero es adicionar microsilice en la mezcla de concreto. El estudio se realizó en la costa pacífica colombiana y se ensayo en una simulación de difusión de cloruros y corrosión de acero de refuerzo, aplicado en un pilote de concreto reforzado, también se utilizó el software MATLAB y FEMLAB, y ecuaciones diferenciales parciales de transporte de masa (Estupiñan Duran et al., 2013).

Para la simulación de tres diferentes mezclas, los autores fijaron parámetros como:

- cemento portland tipo I,
- relación agua/cemento de 0.4, 0.5, 0.6,
- 10% de microsíllice como adición

Concentraciones típicas de un ambiente marino como:

- $5.4E^{-4} \text{Kg}/\text{m}^3$  de  $\text{CO}_2$  y  $4 \text{Kg}/\text{m}^3$  de cloruros,
- humedad relativa en el ambiente de 78% y
- temperatura de  $15^\circ\text{C}$  en la interfase varilla- concreto

Las dimensiones del pilote fueron de 40 cm de ancho y 40 cm de profundidad en el cual se encuentra embebidas 4 varillas metálicas de  $\frac{1}{2}$  pulgada de diámetro, cada una de estas ubicadas a 7 cm de cada esquina del pilote.

Seguidamente de la fijación de los parámetros los autores proceden a la simulación de la difusión del ion cloruro y del dióxido de carbono mediante elementos finitos, luego se hallan los tiempos de despasivación de la varilla de refuerzo hasta el inicio de corrosión y posteriormente calcular la densidad de corriente y la resistencia óhmica del concreto (Estupiñan Duran et al., 2013).

Los resultados en el cálculo del tiempo de despasivación de las varillas de refuerzo en el momento que alcanzan el límite umbral establecido por los autores de  $0.9 \text{Kg } \text{cl}^-/\text{m}^3$  fueron de 16,7 y 5 años para relaciones agua/ cemento de 0.4, 0.5 y 0.6 respectivamente (Estupiñan Duran et al., 2013).

Siguiendo con el calculo de la densidad de corriente de corrosion y la resistencia óhmica del concreto los autores utilizaron las ecuaciones dinámicas de corrosion (2 y 3), propuestas por Liu y Weyers (1997), que consiste en un modelo de regresión no lineal, en el que la velocidad de

corrosion varia con el contenido de cloruro, la temperatura, la resistencia óhmica y el tiempo de corrosion activa como se observa en la ecuación 2 (Estupiñan Duran et al., 2013).

$$i_{corr} = 0.926 * \exp \left[ 7.89 + 0.7771 * \ln(1.69C_{cl^-}) - \frac{3006}{T} - 0.000116R_c + 2.24t^{-0.215} \right] \quad (2)$$

Donde:  $i_{corr}$  es la densidad de corriente de corrosión ( $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ );  $C_{cl,t}$ , es el contenido total de cloruro ( $\text{kg}/\text{m}^3$  de concreto ); T es la temperatura a la profundidad de refuerzo (Kelvin);  $R_c$  es la resistencia óhmica que ofrece la cobertura de concreto (ohmios), y t es el tiempo de la corrosión (años).

El modelo que relaciona la resistencia óhmica del concreto y el contenido total de cloruro se muestra en la siguiente expresión (ecuación 3):

$$R_c = \exp[8.03 - 0.549 * \ln(1 + 1.69C_{cl^-})] \quad (3)$$

Los resultados de la simulacion de la resistencia óhmica del concreto muestran una relacion directamente proporcional con la relacion agua/ cemento e inversamente proporcional con la edad de la estructura del concreto reforzado como se observa en la figura 33 (Estupiñan Duran et al., 2013).

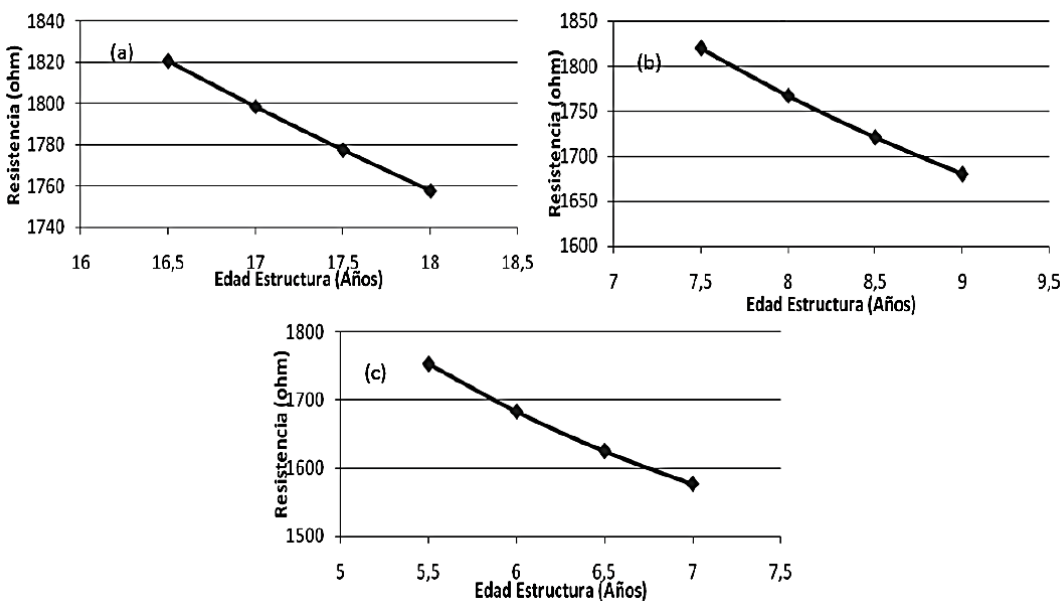


Figura 33. Resistencia óhmica del concreto con relación a/c de 0.4 (a), 0.5 (b) y 0.6 (c). Estupiñan Duran, H. A., Peña Ballesteros, D. Y., Vásquez Quintero, C., & Solano Rodriguez, S. A. (2013).

Los autores relacionan este efecto al incremento de la porosidad del concreto, debido a las reacciones químicas generadas por los cloruros que ocasionan contracción y deterioro, además del incremento de concentración de cloruros con el tiempo de exposición.

Según la literatura encontrada por los autores y la comparación de sus resultados, determinan, que la adición de micro silice mejora en la prevención de corrosión del acero; cabe destacar que en la investigación los autores no realizan simulación de corrosión del acero con mezclas con otro tipo de adiciones o con el concreto convencional OPC, es decir que sus comparaciones se basan en resultados de otras investigaciones.

En otro orden de ideas la densidad de corriente de corrosión disminuye drásticamente en los primeros años y tiende a ser constante para los años subsiguientes (figura 34) a pesar que la



resistencia ohmica disminuye con el tiempo. (Estupiñan Duran et al., 2013)

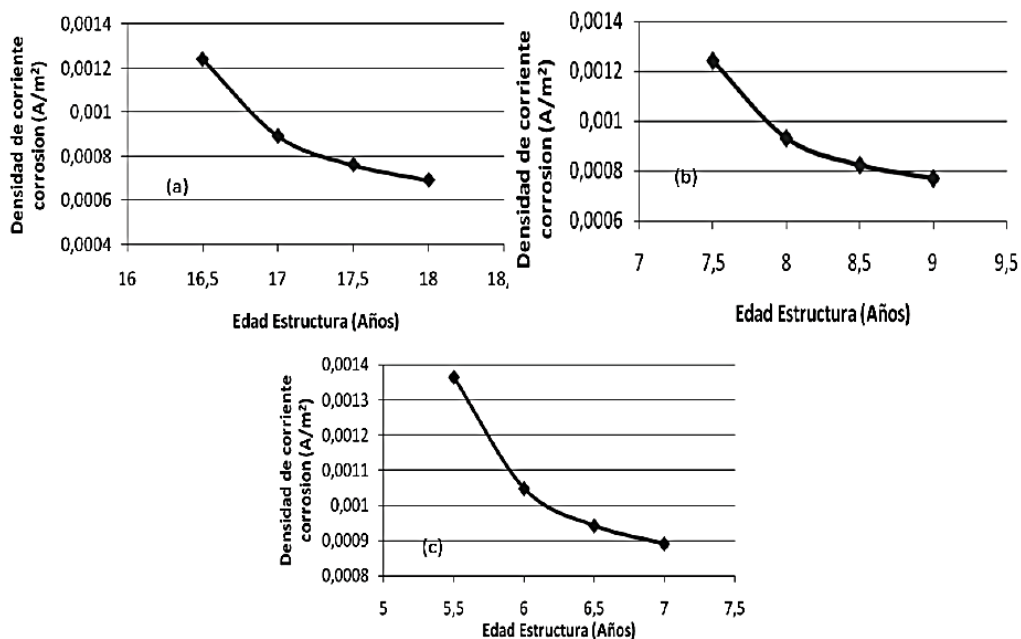


Figura 34. Densidad de corriente de corrosión con relación a/c de 0.4 (a), 0.5 (b) y 0.6 (c) : Estupiñan Duran, H. A., Peña Ballesteros, D. Y., Vásquez Quintero, C., & Solano Rodriguez, S. A. (2013).

En el proyecto los autores hacen énfasis en que la modelación de Liu no tiene en cuenta el efecto de carbonatación, el cual causa corrosión uniforme en el acero y este al expandirse ocasiona grietas en el concreto, además los autores teorizan que al expandirse, el producto de corrosión llenaría los poros que generan la pérdida de resistencia óhmica del concreto y bloquearía la llegada de cloruros a la varilla, de ahí que se muestre en la simulación un descenso de la densidad de corriente de corrosión, pero, aclaran que se requiere una mayor verificación de este modelo, que incluya la consideración de corrosión localizada por picadura y efectos de agrietamiento del concreto. Bajo estas mismas consideraciones, en las simulaciones no se presentó un efecto significativo en la densidad de corriente de corrosión con la variación de la relación a/c. (Estupiñan Duran et al., 2013).

## 6. Corrosión inducida por Carbonatación

### 6.1. Causas.

El proceso de carbonatación es un proceso más lento en comparación con la corrosión inducida por cloruro. Los factores que aumentan la tasa de carbonatación son, una alta relación de agua-cemento, bajo contenido de cemento, corto periodo de curado, menor resistencia y concreto poroso, además las altas tasas de carbonatación ocurre cuando la humedad relativa del concreto oscila entre 50% y 75% (Talakokula et al., 2016). La corrosión del acero ocasionado por carbonatación generalmente ocurre en estructuras expuestas a la lluvia, protegidas de la luz solar y con poco espesor de cubierta de concreto en el acero de refuerzo.

Para explicar las causas y el progreso de la carbonatación en el concreto reforzado, (Piasta, 2017) realizó análisis a estructuras de concreto reforzado expuestas a ambientes agresivos.

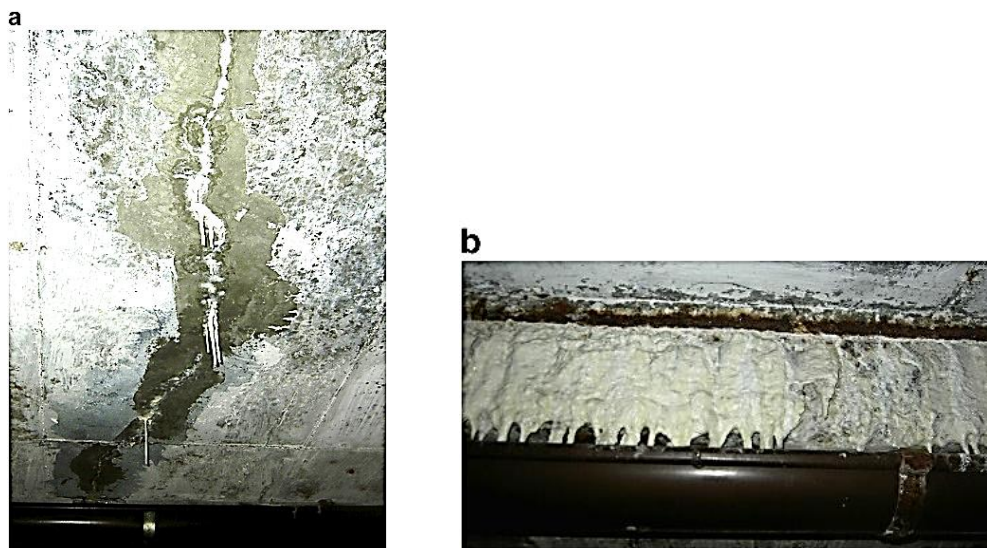
En el análisis se tomaron dos tipos de muestras, la primera una losa de concreto reforzado en el nivel más alto de un parqueadero de tres pisos sin techo, con existencia 23 años, de 25 cm de espesor y con proyección horizontal de 39 m x 44m, expuesta al CO<sub>2</sub> atmosférico y al agua de lluvia. El segundo tipo de muestra fueron columnas de un depósito industrial de almacenamiento de roca triturada de yeso, de 50 años de existencia. Las muestras se tomaron de los elementos estructurales que estaban en una sala sin techo, específicamente de columnas de 60cm x 110cm de sección transversal, que estaban expuestas a CO<sub>2</sub> atmosférico, agua lluvia y al yeso (Piasta, 2017).

Se realizó análisis SEM (microscopio electrónico de barrido) con análisis EDXA (análisis de rayos x dispersivos de energía) y XRD (difractómetro de rayos x), pruebas de resistencia a la

compresión, absorción de agua y pruebas de fenolftaleína a las muestras extraídas de cada estructura (Piasta, 2017).

### **Carbonatación de concreto en la losa.**

Debido a daños mecánicos, la deformación por contracción y a mano de obra deficiente, la losa se fracturo significativamente. En la superficie inferior de la losa goteaba agua y se observó una sustancia blanca que llenaba múltiples grietas y una cantidad de estalactitas en forma de “espinas de hielo”(Piasta, 2017). La figura 35 muestra la superficie inferior de la losa.

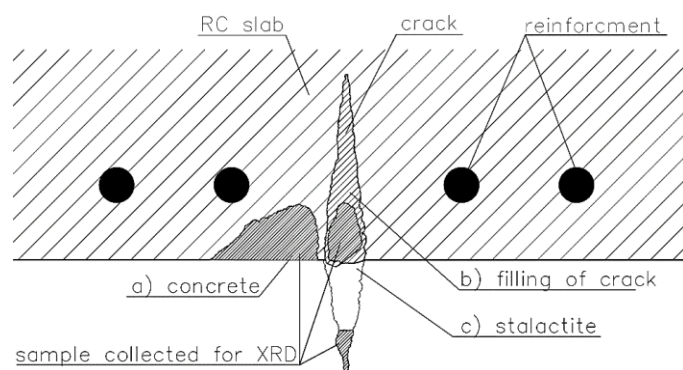


*Figura 35. a) dripstones compactos que llena la grieta en la losa con estalactitas; b) dripstones de calcita blanca en el lado de la viga. (Piasta, 2017)*

Se sacaron 20 muestras de núcleo con dimensiones de  $\varnothing 10$  cm x 10cm para probar propiedades del concreto, la resistencia a la compresión promedio del concreto de la losa fue superior a 39 MPa y la resistencia mínima fue de 29 MPa, con desviación estándar de 9,5MPa. Se denota que los materiales de la losa eran de baja calidad, debido al valor alto de la desviación

estándar, por no tener homogeneidad del material. La absorción de agua del concreto varió de 4.4% a 5.5% (Piasta, 2017).

Las muestras para pruebas de SEM y XRD se extrajeron de una grieta de contracción de la losa, en la figura 36 se muestra un esquema indicando las ubicaciones de extracción de la muestra.



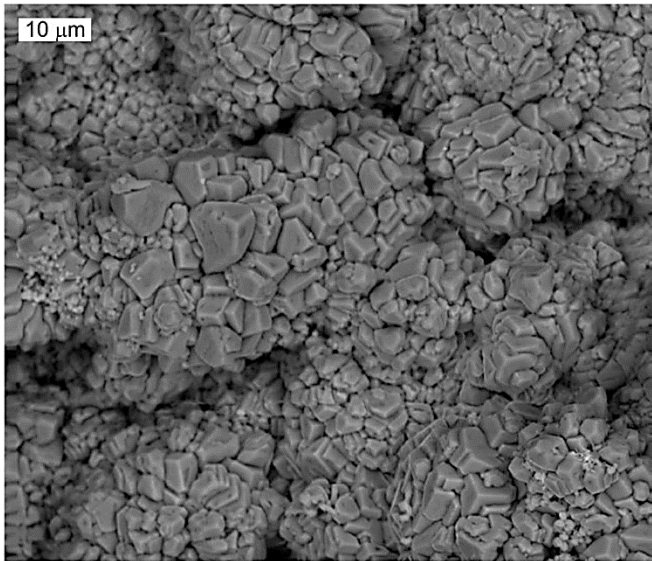
*Figura 36.* Ubicaciones de las cuales se extrajeron muestras para SEM y XRD a) concreto en el borde de la grieta; b) relleno compacto de estalactitas desde el interior de la grieta; c) estalactita debajo de la grieta.: (Piasta, 2017)

Resultado de las pruebas de las muestras tomadas de la figura anterior, según (Piasta, 2017):

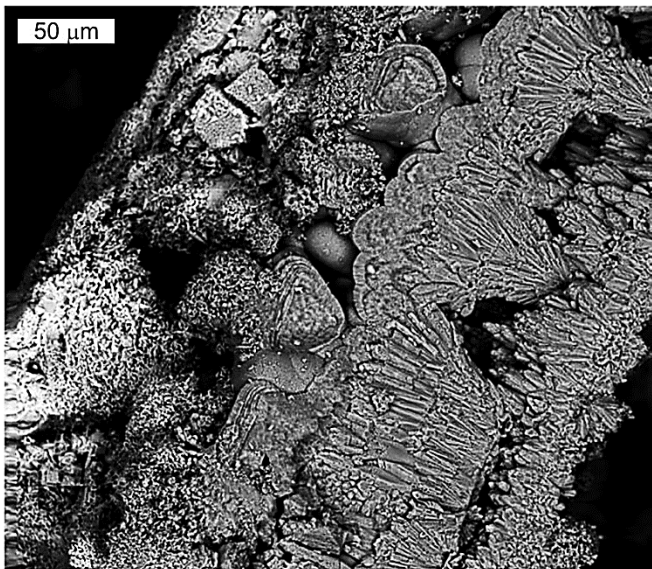
- Muestra **a**, a profundidad de aproximadamente 1 cm se encontró portlandita y calcita, esto señalo que la cubierta del concreto estaba parcialmente carbonatada. El valor del pH del concreto fue mayor de 12, por tanto, el refuerzo aún no estaba corroído.

- Muestra **b** y **c**, los resultados solo revelaron calcita

Según estudio microscópico, el relleno del interior de la grieta muestra cristales densos de calcita, y la pared del dripstone muestra microestructuras sueltas. La composición química muestra presencia de calcio, carbono y oxígeno (Piasta, 2017). En las figuras 37 y 38 se observa las microestructuras respectivamente.



*Figura 37.* Cristales densamente dispuestos de calcita (SEM, 3000 x) en un relleno de grieta compacto. (Piasta, 2017).



*Figura 38.* Microestructura de la forma suelta de la pared de estalactitas (SEM, 800 x) (Piasta, 2017).

Con la precipitación de la calcita hay una posibilidad de autocorrección de las grietas en estructuras de concreto, pero el pH de la calcita debe estar por encima de 11.8, para que el acero de refuerzo se encuentre pasivado (Piasta, 2017).

### Carbonatación de concreto en columnas

Se probaron muestras cilíndricas de  $\varnothing 10$  cm x 10cm, núcleos extraídos de las columnas, las propiedades obtenidas por (Piasta, 2017) fueron:

- Densidad aparente 2.26-2.32 kg/dm<sup>3</sup>
- Absorción de agua 3.5-4.5%
- Resistencia media a la compresión 34.5 MPa.

La profundidad de carbonatación en las columnas por el método de fenolftaleína fue de 4cm y en algunas áreas hasta 6cm, se evidencio corrosión avanzada del acero de refuerzo (Piasta, 2017), en la figura 39 se muestra el daño causado en la columna.

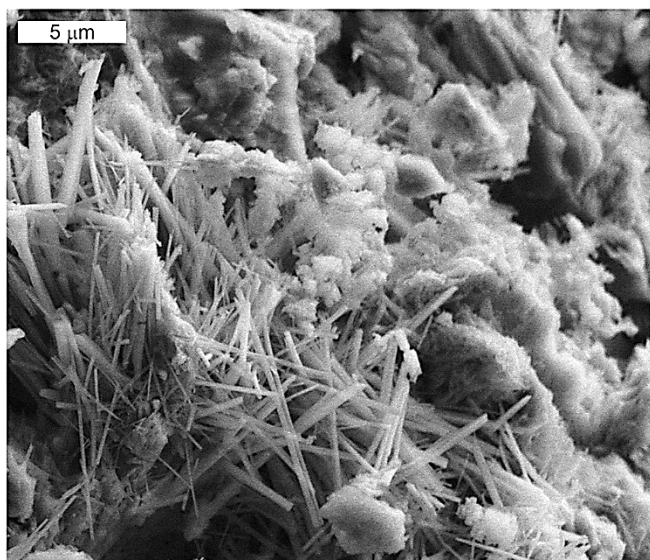


Figura 39. Daño en columna del depósito de yeso. (Piasta, 2017)

El daño en la columna se evaluó por XRD, en los primeros 6 cm de profundidad se encontró calcita, la cubierta exterior del concreto era blanda y se despedazaba fácilmente. Según

el autor la razón más probable para la presencia de calcita a esa profundidad era la reacción de portlandita con bicarbonato de calcio y al ataque del dióxido de carbono y agua sobre el concreto

El autor indica también, un ataque de sulfato debido a que encontró yeso y etringita a 5-6 cm de profundidad, la formación de etringita se da por la penetración de iones de sulfato. En la figura 40 se muestra los cristales de etringita.



*Figura 40.* Cristales de etringita en la microestructura del concreto. (Piasta, 2017)

El análisis XRD del concreto recogido de la cubierta de la columna a una profundidad de 2-3 cm, mostró una composición con gran cantidad de yeso y calcita, desaparición de portlandita y la mayoría de etringita esponjosa, suave, de color atípicamente claro, que se separaba fácilmente de la capa de la cubierta a una profundidad de 2-4 cm (Piasta, 2017).

La ausencia de portlandita significa reducción en la alcalinidad del concreto, por tanto, el bajo valor de pH constituye al ataque del carbonato. El acceso a largo plazo del dióxido de carbono causó que la etringita se volviera inestable y favoreciera a la carbonatación. Por

consiguiente, se acelera el proceso de deterioro dando como perdida de dureza y resistencia del concreto (Piasta, 2017).

## **6.2. Técnicas y procedimientos para el diagnostico**

En el trabajo realizado por (Ta, Bonnet, Senga Kiese, & Ventura, 2016) desarrollan un meta-modelo para calcular la profundidad del frente de carbonatación dentro de estructuras de concreto, proporcionan un modelo general que tiene en cuenta varios parámetros tanto del material, tecnológicos y ambientales.

El modelo es sencillo y preciso para que los ingenieros civiles lo usen y así puedan considerar el efecto de la carbonatación en el diseño del periodo de vida útil de las estructuras de concreto reforzado (Ta et al., 2016).

El meta-modelo está basado en la solución analítica de la primera ley de Fick y se desarrolla a partir de varios modelos, como mejora de las relaciones de modelos ya existentes, en la figura 41. se muestra el meta-modelo para calcular la profundidad del frente de carbonatación.

### **Hipótesis de base del meta-modelo**

- La carbonatación se modela como un frente de carbonatación fuerte que se mueve hacia dentro (Ta et al., 2016).
- La carbonatación se controla mediante la difusión de  $\text{CO}_2$  en estado estacionario, es decir, la reacción del  $\text{CO}_2$  disuelto es mucho más rápida que el proceso de difusión de  $\text{CO}_2$  (Ta et al., 2016).
- La cantidad de  $\text{CO}_2$  absorbida por volumen de concreto se determina como la cantidad requerida de gas  $\text{CO}_2$  para fabricar concreto completamente carbonatado, es



decir, se usa solo para condiciones de carbonatación natural y no para entornos de prueba acelerados (Ta et al., 2016).

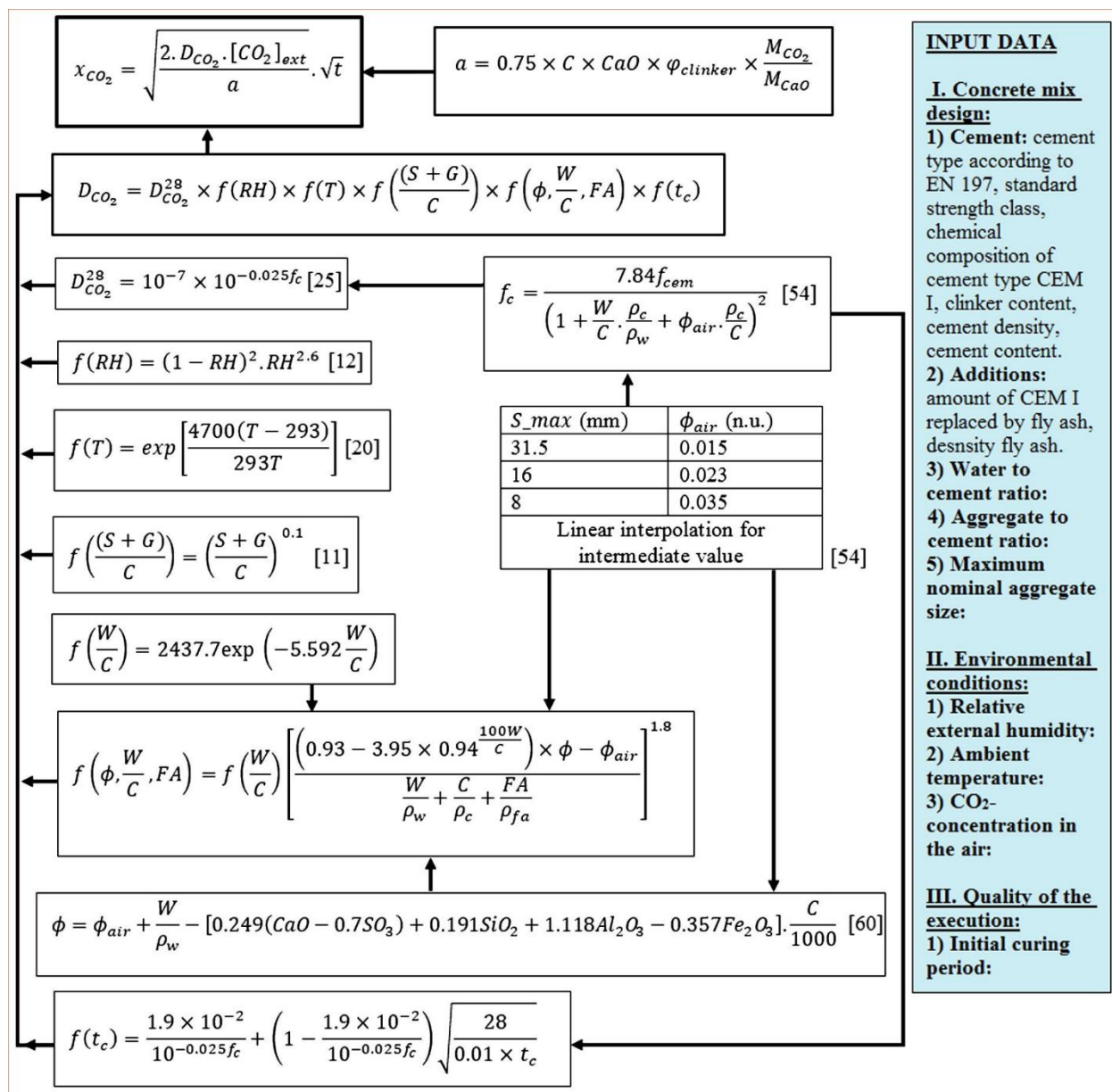


Figura 41. Meta-modelo para calcular la profundidad del frente de carbonatación. (Ta et al., 2016)

### Parámetros requeridos por el meta-modelo

- Variables del material: diseño de mezcla de concreto, tamaño del agregado nominal máximo, tipo de cemento y composición química del tipo de cemento y densidad del cemento.
- Parámetros tecnológicos: periodo de curado inicial ( $t_c$ ).
- Parámetros ambientales: temperatura ambiente ( $T$ ), humedad externa relativa ( $RH$ ) y concentración de  $CO_2$  en el aire ( $[CO_2]_{ext}$ ).

### Cálculo de variables necesarias para determinar la profundidad del frente de carbonatación.

En la figura 39 se muestran las ecuaciones de las variables.

- Cantidad de  $CO_2$  absorbido:  $a$  (**kg / m**)

$$a = 0.75 \times \varphi_{clinker} \times C \times CaO \times \frac{M_{CO_2}}{M_{CaO}} \quad (4)$$

Donde:

$C$  ( $kg / m^3$ ) es el contenido de cemento

$CaO$  es la cantidad de óxido de calcio por peso de cemento.

$M_{CO_2}$ ,  $M_{CaO}$  ( $g / mol$ ) son el peso molar de  $CO_2$  y  $CaO$

$\varphi_{clinker}$  es el contenido de clínker de cemento.

- coeficiente de difusión de  $CO_2$ :  $D_{CO_2}$  (**m<sup>2</sup> / s**)

$$D_{CO_2} = D_{CO_2}^{28} \times f(RH) \times f\left(\frac{S+G}{C}\right) \times f\left(\phi, \frac{W}{C}, FA\right) \times f(t_c) \quad (5)$$

Donde:

$D_{CO_2}^{28}$  función para el coeficiente de CO<sub>2</sub> en concreto fresco, depende de la resistencia a la compresión a los 28 días.

$f(RH)$ , función para la humedad relativa a la que está expuesto el concreto.

$f\left(\frac{S+G}{C}\right)$ , función en relación de arena (S) y grava (G) con cemento (C).

$f\left(\phi, \frac{W}{C}, FA\right)$ , expresión en función de la porosidad del concreto ( $\phi$ ), relación agua cemento (w/c) y contenido de cenizas volantes (FA).

$$f\left(\phi, \frac{W}{C}, FA\right) = f\left(\frac{W}{C}\right) \left[ \frac{\left(0.93 - 3.95 \times 0.94^{\frac{100W}{C}}\right) \times \phi - \phi_{air}}{\frac{W}{\rho_w} + \frac{C}{\rho_c} + \frac{FA}{\rho_{fa}}} \right]^{1.8} \quad (6)$$

Donde:  $\phi$  es la porosidad del concreto.

$\phi_{air}$  es la fracción de volumen de aire arrastrado a la mezcla, su estima se valor a partir del tamaño máximo del agregado ( $S_{max}$ ).

$\rho_w, \rho_c, \rho_{fa}$  (kg/m<sup>3</sup>) densidades del agua, cemento y cenizas volantes, respectivamente.

$W$  (kg/m<sup>3</sup>) contenido de agua en el concreto.

$FA$  (kg/m<sup>3</sup>) contenido de ceniza volantes en el concreto.

$$f\left(\frac{W}{C}\right) = 2437.7 \exp\left(-5.592 \frac{W}{C}\right) \quad (7)$$

$$\phi = \phi_{\text{air}} + \frac{W}{\rho_w} [0.249(\text{CaO} - 0.7\text{SO}_3) + 0.191\text{SiO}_2 + 1.118\text{Al}_2\text{O}_3 - 0.357\text{Fe}_2\text{O}_3] \frac{C}{1000} \quad (8)$$

Donde:  $\text{SO}_3$ ,  $\text{SiO}_2$ ,  $\text{Fe}_2\text{O}_3$  son la cantidad de óxido de azufre, óxido de silicio, óxido de hierro por peso de cemento, respectivamente.

$f(t_c)$ , expresión en función del periodo de curado inicial.

Para validar la precisión del meta-modelo, los autores realizaron una comparación entre la profundidad de carbonatación calculada por el modelo, con datos de resultados que encontraron en la literatura sobre la profundidad de carbonatación en condiciones naturales. En la validación utilizaron diferentes periodos de curado inicial, tiempos de exposición cortos y largos para diferentes tipos de material (CEM I, CEM II, CEM III y aditivos CEM I (FA)) a diferentes W/C y bajo diferentes condiciones ambientales.

Se puede estimar con precisión la profundidad de carbonatación con el meta-modelo, los cálculos obtenidos por el modelo concuerdan satisfactoriamente con los datos medidos en condiciones naturales, encontrados en la literatura (Ta et al., 2016).

Una alternativa no destructiva, para detectar el inicio y cuantificar el nivel de corrosión del refuerzo inducido por la entrada de dióxido de carbono atmosférico en el concreto, fue estudiada por (Talakokula et al., 2016) quienes monitorearon la progresión de la carbonatación y la corrosión del refuerzo en el concreto por medio de transductores de impedancia piezoeléctrica.

En el estudio utilizaron la técnica de impedancia electromagnética, e involucraron sensores piezoeléctricos de titanato de circonato de plomo (PZT) unidos a las superficies de las barras de refuerzo para adquirir los parámetros de ESP (parámetro de rigidez equivalente) y EMP

(parámetro de masa equivalente), que los usaron para estimar la corrosión (Talakokula et al., 2016).

Para el procedimiento experimental se fundieron 4 cilindros con diferentes diámetros, la tabla 13 muestra los diámetros y espesor de la cubierta de las muestras, todos los cilindros con 10 mm de longitud y una barra de acero de 16 mm de diámetro y 130 mm de largo incrustada en el centro del cilindro. Se les unió un parche PZT de 10mm x 10mm x 0.3mm a las barras de las muestras, en la figura 42 se muestra la configuración. El espécimen No 1 se utilizó de referencia, no se le adjunto ningún parche PZT, esta muestra se utilizó para pruebas destructivas como la tinción con fenolftaleína y análisis de imágenes (Talakokula et al., 2016). Las dosificaciones del concreto de los cilindros se especifican en la tabla 14.

**Tabla 13.** *Identificación de la muestra, dimensiones y cubierta del refuerzo.*

<b>Muestra</b>	<b>Tamaño de muestra (mm)</b>	<b>Cubierta del refuerzo (mm)</b>
1	60 x 100 (muestra de referencia)	22
2	25x100	4.5
3	35x100	9.5
4	45x100	14.5

*Nota: Tomado de (Talakokula et al., 2016)*

**Tabla 14.** *Especificación de diseño de mezcla de concreto.*

<b>Materiales</b>	<b>Cantidad</b>
Relación agua-cemento	0.4
OPC (Kg/m <sup>3</sup> )	500
Agregado fino (Kg/m <sup>3</sup> )	570.5
Agregado grueso (Kg/m <sup>3</sup> )	1062.2
Depresión (mm)	100

*Nota: Tomada de (Talakokula et al., 2016)*

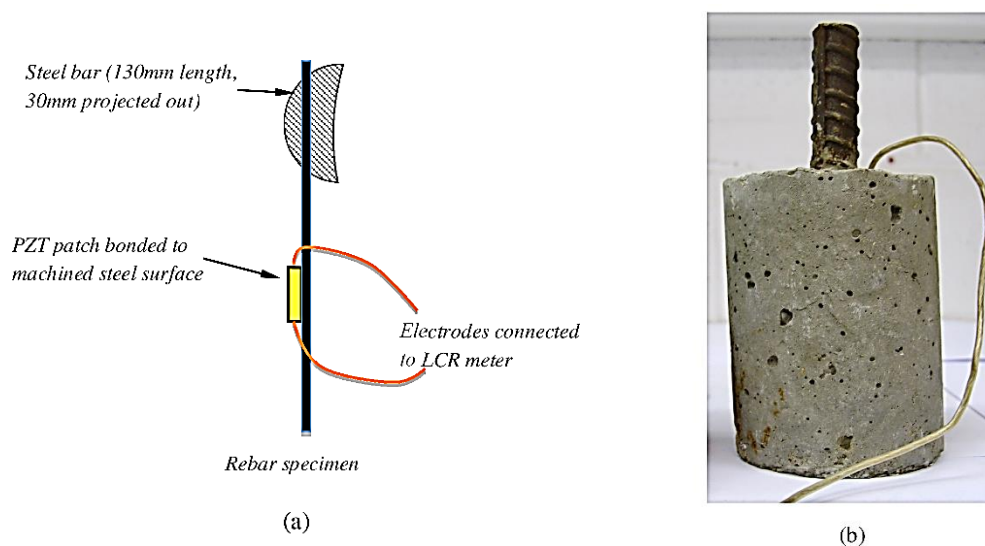


Figura 42. Espécimen de barras de refuerzo. a) geometría típica de muestra. b) muestra típica. (Talakokula et al., 2016)

Las muestras se sometieron a corrosión acelerada después de 28 días de fundidas, las muestras se prepararon para permitir la entrada de CO<sub>2</sub> radialmente, el periodo de exposición en la cámara de carbonatación fue de 230 días (Talakokula et al., 2016).

Durante el periodo de exposición, la muestra de referencia fue cortada en rodajas para medir la profundidad de penetración de la carbonatación utilizando el método de fenolftaleína (Talakokula et al., 2016). En la figura 43 muestra un fragmento de la muestra indicando la profundidad de carbonatación. La tinción de color rosa indica pH alto, se vuelve incoloro cuando hay corrosión, el frente de carbonatación se muestra en la interfaz con regiones rosadas e incoloras.

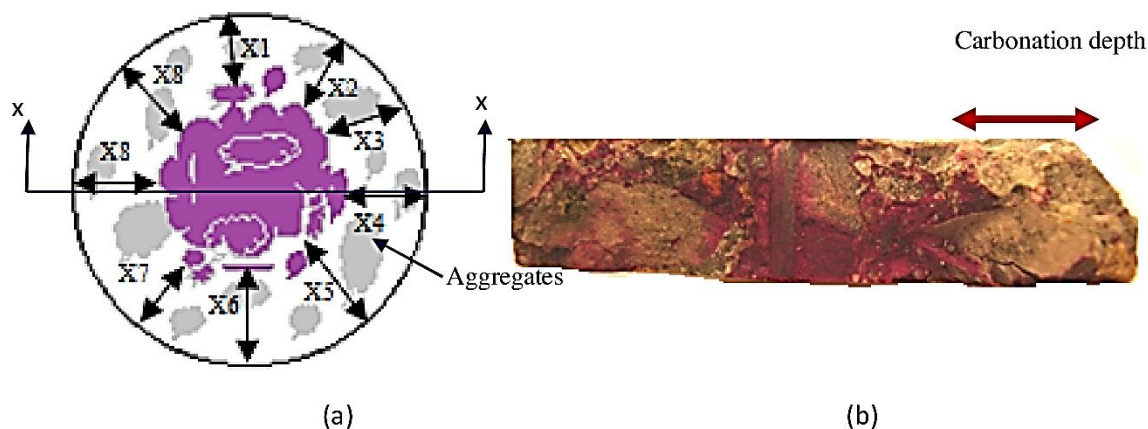


Figura 43. Solución indicadora de fenolftaleína aplicada a una nueva rebanada de fractura del concreto. a) diagrama esquemático que muestra que muestra las ubicaciones de lectura. b) sección xx. (Talakokula et al., 2016).

Los resultados de la medición en la muestra de referencia arrojaron profundidades de:

- 2.5 mm a los 15 días.
- 12 mm a los 30 días.
- 15 mm a los 40 días.

Asumiendo que la carbonatación sigue la ley de raíz, los autores estimaron en las muestras 2,3 y 4, que la carbonatación alcanza la barra de refuerzo aproximadamente a los 18, 26 y 39 días respectivamente.

A través de un proceso computacional se obtuvieron los parámetros estructurales equivalentes del espectro de impedancia.

En la figura 44 se muestra la variación de ESP obtenidos por medio de los sensores en las estructuras durante el periodo de carbonatación. El aumento inicial de rigidez se debe a que el carbonato de calcio formado durante la carbonatación que llena los poros, luego se da caída de rigidez debido a que el frente de carbonatación alcanza la interfaz acero/concreto, generando

productos de corrosión induciendo tensiones en el concreto y posteriormente agrietamiento en el material (Talakokula et al., 2016).

Para cuantificar el nivel de daño por corrosión los autores hallaron la pérdida de rigidez no dimensional, los resultados indican que, al aumentar el recubrimiento de concreto en el acero, disminuye la pérdida de rigidez. La pérdida de rigidez fue 0.45, 0.4 y 0,3 para las muestras No 2, 3 y 4 respectivamente (Talakokula et al., 2016).

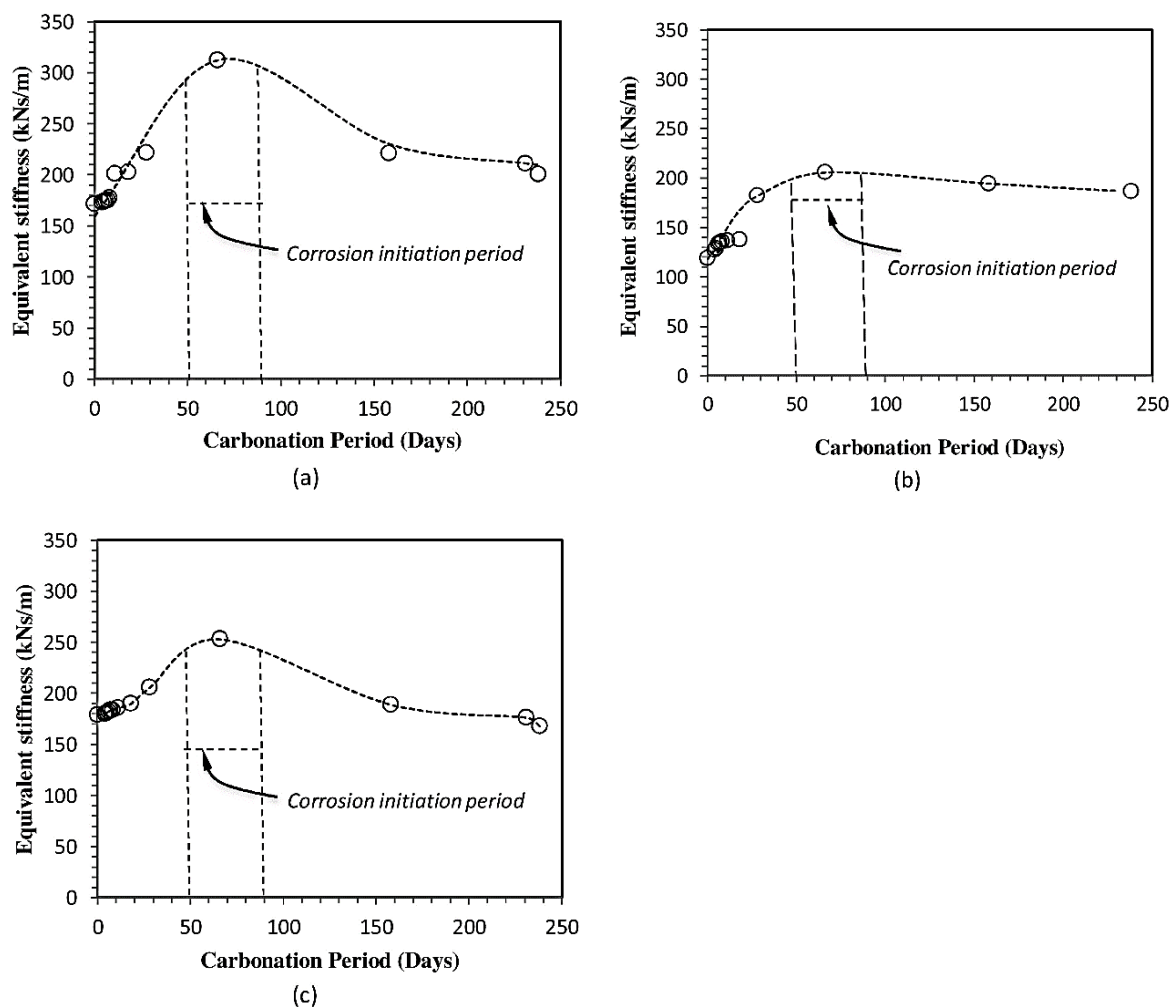


Figura 44. Variación de la rigidez equivalente durante el proceso acelerado de corrosión por carbonatación. a) muestra No 2. b) muestra No 3. c) muestra No 4. (Talakokula et al., 2016)



Por método gravimétrico se determinó la pérdida de masa en las barras de refuerzo de las muestras. Plantearon un modelo para calcular las tasas de corrosión del refuerzo en estructuras reales, de manera no destructiva, la correlación se muestra en la ecuación 9. El cálculo se obtiene a partir de la masa real y el EMP identificado con el PZT (Talakokula et al., 2016). En la tabla 15 se compara las tasas de corrosión obtenidas por los dos métodos.

$$\left(\frac{\Delta_m}{m}\right)_{actual} = \Lambda_m \left(\frac{\Delta_m}{m}\right)_{PZT} \quad (9)$$

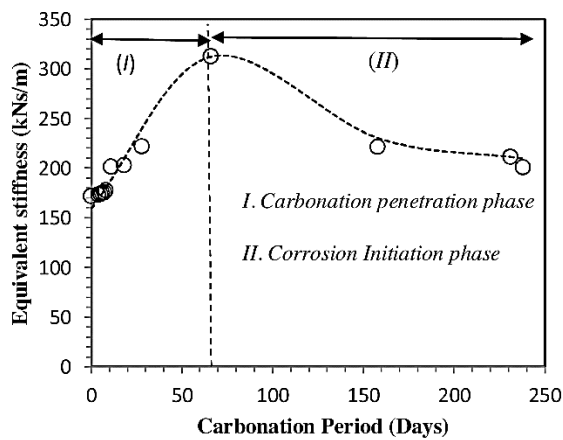
**Tabla 15.** Comparación de las tasas de corrosión para las muestras No. 2, 3 y 4 determinadas a partir de la pérdida de masa gravimétrica y la pérdida de masa identificada por PZT.

Muestra	Tasas de corrosión reales usando pérdida de masa gravimétrica (mm/año)	Tasas de corrosión usando PZT identificando la pérdida de masa después de incorporar $\Lambda_m$ (mm/año)	Porcentaje de error
2	0.059	0.067	13.5
3	0.048	0.052	8.3
4	0.012	0.013	8.3

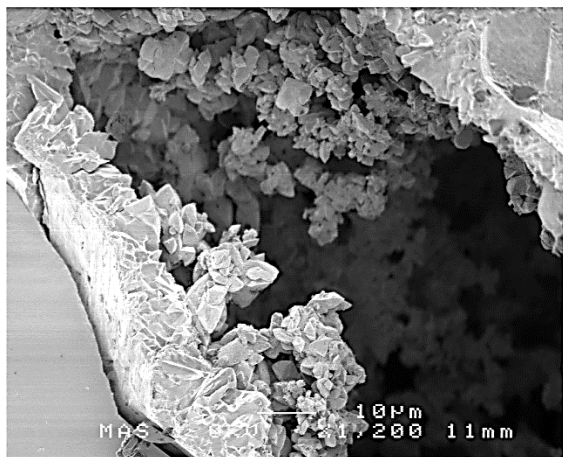
*Nota:* tomada de (Talakokula et al., 2016).

La tasa promedio de corrosión hallada usando EMP en comparación con las tasas reales de corrosión usando mediciones de pérdida de masa gravimétrica, muestra error alrededor del 10% (Talakokula et al., 2016).

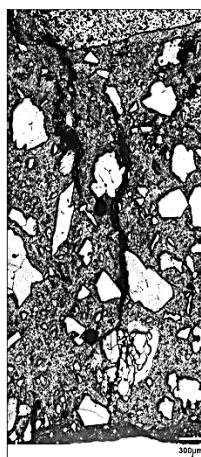
Para verificación de los cambios de ESP, los autores realizaron técnicas experimentales a secciones de las muestras, aplicaron microscopía óptica, microscopía electrónica de barrido (SEM) y espectroscopía Raman (Talakokula et al., 2016). La figura 45 muestra la correlación de los valores de ESP con SEM e imágenes ópticas.



(a)



(b)



(c)

Figura 45. Correlación de valores ESP con SEM e imágenes ópticas. a) valores ESP para la fase de penetración de carbono (región I) y la fase de iniciación de corrosión/ agrietamiento (región II). b) imagen secundaria de electrones de alto aumento (barra de escala de 10 μm) correspondiente a una microestructura interna típica de grietas a los 243 días. c) imagen óptica de bajo aumento (barra de escala μm) de una sección pulida entre la barra de refuerzo (arriba) y el borde de la muestra (abajo) a los 243 días. (Talakokula et al., 2016)

El ESP da indicaciones confiables de los cambios que ocurren durante el proceso de carbonatación, los valores de ESP indica que la corrosión está en la fase de propagación y se constató con los hallazgos microscópicos, lo cual indica la validez del método no destructivo (Talakokula et al., 2016)

Otro método de evaluación de la corrosión del acero en concreto expuesto a carbonatación, fue realizado por (Chaparro & Gordillo, 2013) en el que implica un estudio electroquímico para aplicación de un experimento factorial.

Para el programa experimental se fabricaron cilindros de 7,62 cm de diámetro por 7,62 cm de alto, con una varilla de acero estructural (ASTM A 706) embebida en el centro de la probeta. El diámetro del acero de refuerzo fue de 0,635 cm. Para efectos de comparación, se usaron las mismas barras de acero en concreto de activación alcalina (AAS) y Portland tipo I (OPC).

Para las mezclas de AAS emplearon como material cementante la escoria granulada de alto horno activada con silicato de sodio ( $\text{Na}_2\text{SiO}_3$ ) a una concentración de 5% de  $\text{Na}_2\text{O}$ , expresado como porcentaje en peso de escoria que hay que incorporar, con una relación de 2,4 de  $\text{SiO}_2 / \text{Na}_2\text{O}$ . En las mezclas de OPC no se agregó ningún tipo de aditivo (Chaparro & Gordillo, 2013).

La fabricación de las mezclas de concreto en ambos casos contenía una dosificación de material cementante de 400 kg/m<sup>3</sup> y se supuso que las relaciones agua/cemento y solución agua-activante/escoria fuera en ambos casos de 0,4 con el fin de obtener un asentamiento adecuado. En la tabla 16 se muestra la composición química de la escoria siderúrgica (Chaparro & Gordillo, 2013).

**Tabla 16.** *Composición química de la escoria siderúrgica.*

Composición	Porcentaje
SiO <sub>2</sub>	33,7
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	12,8
CaO	45,4
TiO <sub>2</sub>	0,5
MgO	1
Peso específico (g/cm <sup>3</sup> )	3

*Nota:* fuente: Chaparro, W. A., & Gordillo, M. (2013).

La inclusión de dióxido de carbono se hizo mediante una cámara de carbonatación en condiciones controladas como: 3% CO<sub>2</sub>, 65 % humedad relativa y una temperatura de 20°C. Además, con el objetivo de comparar resultados se realizaron medidas a probetas expuestas al ambiente con las siguientes condiciones: 65 % humedad relativa, temperatura de 20°C y 0,03 % de CO<sub>2</sub>.

Las probetas se evaluaron mediante las siguientes técnicas:

- Potencial de corrosión (Ecorr),
- Resistencia lineal a la polarización (LPR) y
- Pulso galvanostático (GPT).

En el análisis de resultados de los ensayos electroquímicos se aplicó un diseño de medidas repetidas (MR), que se usa por lo general para estudiar el efecto de uno o más factores cuando al menos uno de ellos es un factor que se mide sobre la misma unidad experimental (intrasujeto) (Chaparro & Gordillo, 2013)

En la investigación hay dos factores intersujetos: el cementante a dos niveles (AAS y OPC) y la condición de exposición a dos niveles (exposición al ambiente y CO<sub>2</sub>), que son de efectos fijos, discretas e independientes. Como factor intrasujeto se tiene el tiempo de exposición, para el cual se toma la misma probeta a diferentes tiempos de exposición, transcurrido el tiempo correspondiente, se efectúa la medición de la variable de respuesta (Chaparro & Gordillo, 2013). En la tabla 17 se definen los factores, niveles y tratamientos.

**Tabla 17.** Factores, niveles y tratamientos que definen el diseño de medidas repetidas

<b>Factores</b>	<b>Niveles</b>	<b>Tratamientos</b>
Cementante (ce)	1= AAS 2= OPC	
Condición de exposición (ca)	1= exposición ambiente 2= CO2	2x2x6 = 24 combinaciones de los niveles de los factores o tratamientos.
Tiempo (Factor de medida repetida MR)	0 h= 1 350 h= 2 700 h= 3 1050 h=4 1700 h= 5 2600 h= 6	

*Nota:* fuente: Chaparro, W. A., & Gordillo, M. (2013).

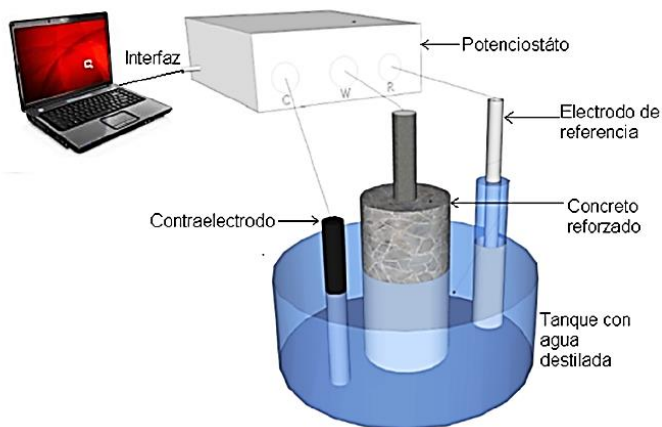
El modelo de medidas repetidas se expresa de la siguiente manera (ecuación 10), para el caso de tres factores, uno de ellos con MR:

$$Y_{ijkl} = \mu + \alpha_i + \beta_j + T_k + (\alpha\beta)_{ij} + (\alpha T)_{ik} + (\beta T)_{jk} + (\alpha\beta T)_{ijk} + \varepsilon_{ijkl} \quad (10)$$

$$i = 1; 2 \dots a \quad j = 1; 2 \dots b \quad k = 1, 2 \dots c \quad l = 1, 2 \dots r$$

Donde  $Y_{ijkl}$  es el valor aleatorio de la variable de respuesta,  $\mu$  es el parámetro de centralidad o efecto medio general,  $\alpha$  es el efecto del  $i$ -ésimo nivel del factor A,  $\beta_j$  es el efecto del  $j$ -ésimo nivel del factor B,  $T$  es el efecto del  $k$ -ésimo nivel del factor, C que es la medida repetida,  $(\alpha\beta)_{ij}$   $(\alpha T)_{ik}$   $(\beta T)_{jk}$   $(\alpha\beta T)_{ijk}$  corresponde al efecto debido a la interacción entre los diferentes factores, y el último término,  $\varepsilon_{ijkl}$ , es el efecto debido al error experimental (Chaparro & Gordillo, 2013).

**Potencial de corrosión (Ecorr).** Las medidas de potencial de circuito abierto se hicieron según la norma ASTM C876, que indica la probabilidad de corrosión en función del potencial de corrosión (Chaparro & Gordillo, 2013). En la figura 46 se observa el montaje experimental para la toma de medidas.



*Figura 46.* Montaje experimental para la realización de las medidas electroquímicas. Chaparro, W. A., & Gordillo, M. (2013).

Las medidas para el concreto AAS se realizaron después del tiempo de curado (28 días) posteriormente la mitad de las probetas se expusieron en la cámara de carbonatación y las otras en ambiente natural.

Las probetas AAS expuestas al ambiente natural presentaron un comportamiento pasivo durante el tiempo de evaluación (1050 horas). Para las probetas AAS expuestas a un medio de carbonatación acelerada el comportamiento fue contrario, se presentó corrosión activa a las 350 horas de exposición y se estabilizó a partir de las 700 horas continuando hasta el final del ensayo (Chaparro & Gordillo, 2013).

Las probetas de Portland ordinario (OPC) en exposición ambiente mostraron un comportamiento pasivo durante el ensayo. Esta condición se evidencio en las probetas OPC expuestas a carbonatación acelerada; a las 1400 horas de exposición el potencial de corrosión se ubicó en la región de probabilidad de corrosión (figura 47); a las 2600 horas se presentó corrosión activa después de aumentar el nivel de CO<sub>2</sub> al que estaban expuestas y alcanzar así el 100% de carbonatación (Chaparro & Gordillo, 2013)

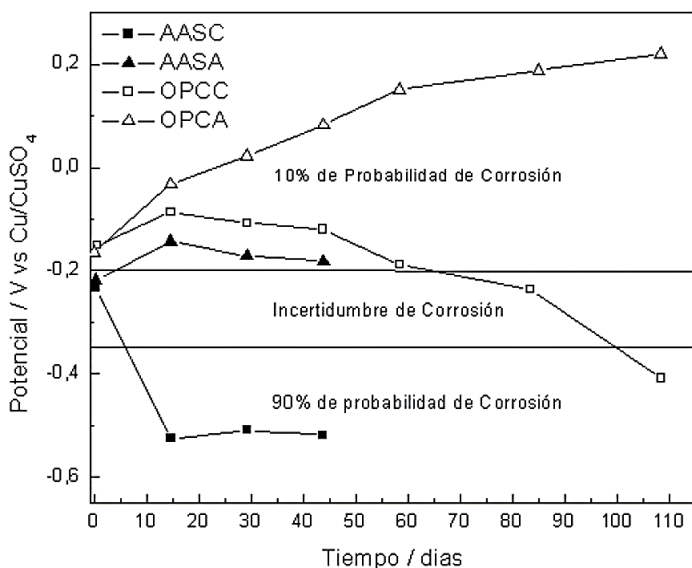


Figura 47. corrosión para los concretos AASC y OPCC para exposición a carbonatación acelerada, y AASA y OPCA para exposición a ambiente natural. Chaparro, W. A., & Gordillo, M. (2013).

El análisis de varianza para el diseño de medidas repetidas, con el estadístico de esfericidad asumida por los autores, determinó que el tiempo es significativo, así como también las interacciones con el cementante y las condiciones ambientales con un nivel de significancia de 0,000 lo cual indica que la media de la variable de E<sub>corr</sub> del concreto reforzado no es la misma para cada uno de los tiempos (Chaparro & Gordillo, 2013).

**Resistencia a la polarización (LPR).** Las medidas de resistencia a la polarización en las probetas OPC expuestas a carbonatación acelerada, mostraron una tendencia creciente hasta las 1750 horas, donde alcanzó un valor de  $283.22 \text{ K}\Omega/\text{cm}^2$ , a las 2600 horas ocurre un decaimiento brusco alcanzando un valor de  $47.64 \text{ K}\Omega/\text{cm}^2$ , momento en el que ocurre el 100% de carbonatación. En resultado, la capa pasiva empieza a generar un proceso de degradación. Aunque, este resultado en comparación al valor hallado en el concreto AAS, cuando alcanza el 100 % de carbonatación, resultó mayor en las mismas condiciones de exposición (Chaparro & Gordillo, 2013) como se observa en la figura 48.

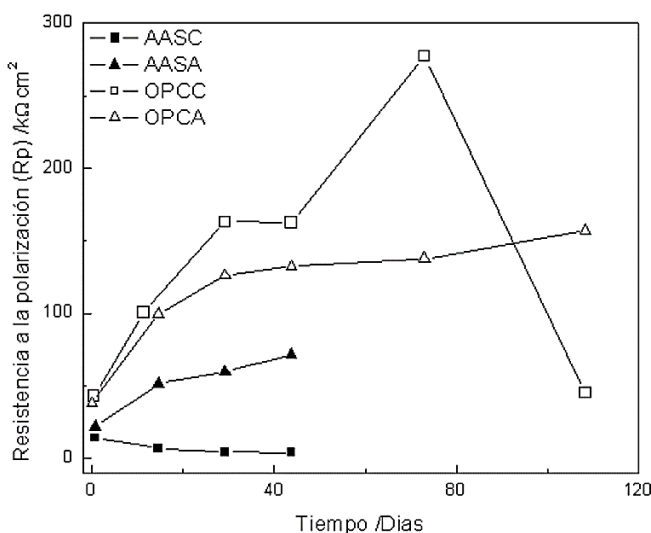


Figura 48. Resistencia a la polarización para los concretos AASC y OPCC para exposición a carbonatación acelerada, y AASA y OPCA para exposición a ambiente natural. Chaparro, W. A., & Gordillo, M. (2013).

En condiciones de exposición natural para el concreto AAS, se encontró una tendencia creciente en función del tiempo de exposición, dando como resultado un valor de  $75.28 \text{ K}\Omega/\text{cm}^2$  a las 1050 horas, así mismo para el OPC, en las mismas condiciones de exposición, se observó la misma tendencia creciente, aunque el valor a las 1050 horas fue de  $139.47 \text{ K}\Omega/\text{cm}^2$ .razon por la cual los autores suponen que la capa pasiva que genera el concreto OPC es superior a la generada



por AAS, aunque los dos tipos de concreto se encuentren en estado pasivo a condiciones naturales (Chaparro & Gordillo, 2013).

**Técnica de pulso galvanostático (GPT).** En las mediciones para el concreto AAS en condición de carbonatación acelerada se halló la tendencia a reducir su valor de resistencia a la polarización a medida que avanza el proceso de carbonatación, los autores señalan que esto se debe al efecto del CO<sub>2</sub> en el sistema, razón por la cual la resistencia óhmica del concreto también disminuye. Por el contrario, las medidas en el concreto AAS en exposición natural, se observó un comportamiento electroquímico satisfactorio del material (Chaparro & Gordillo, 2013).

Para los concretos de AAS se encontró que la resistencia óhmica del concreto es mayor que las halladas en los concretos OPC cuando están sometidos a ambiente natural, caso contrario en los concretos expuestos a carbonatación acelerada, ya que el AAS disminuye la resistencia desde el inicio del ensayo y el concreto OPC aumenta en cada uno de los tiempos (Chaparro & Gordillo, 2013)

En términos generales los autores concluyen que los concretos de activación alcalina (AAS) con refuerzo presentan un comportamiento promedio más bajo en las mediciones de potencial de reposo, resistencia a la polarización (Rp) con la técnica LPR, resistencia óhmica en el ambiente CO<sub>2</sub> y resistencia a la polarización (Rp) con la técnica GPT. Además, exponen que los resultados del análisis de varianza para el diseño de medidas repetidas en las tres técnicas coinciden en que el tiempo es significativo, así como también las interacciones con el cementante y las condiciones ambientales.

Además en la literatura se encontro métodos para diagnosticar la carbonatación en el concreto que, comúnmente usan pruebas de fenolftaleína para identificación de zonas carbonatadas en estructuras de concreto.

En (Choi, Lee, Kim, & Lee, 2017) expusieron un algoritmo de procesamiento de imágenes para detectar regiones de carbonatación en concreto reforzado rociado con fenolftaleína. La figura 49 muestra el diagrama de flujo del algoritmo propuesto por los autores. |

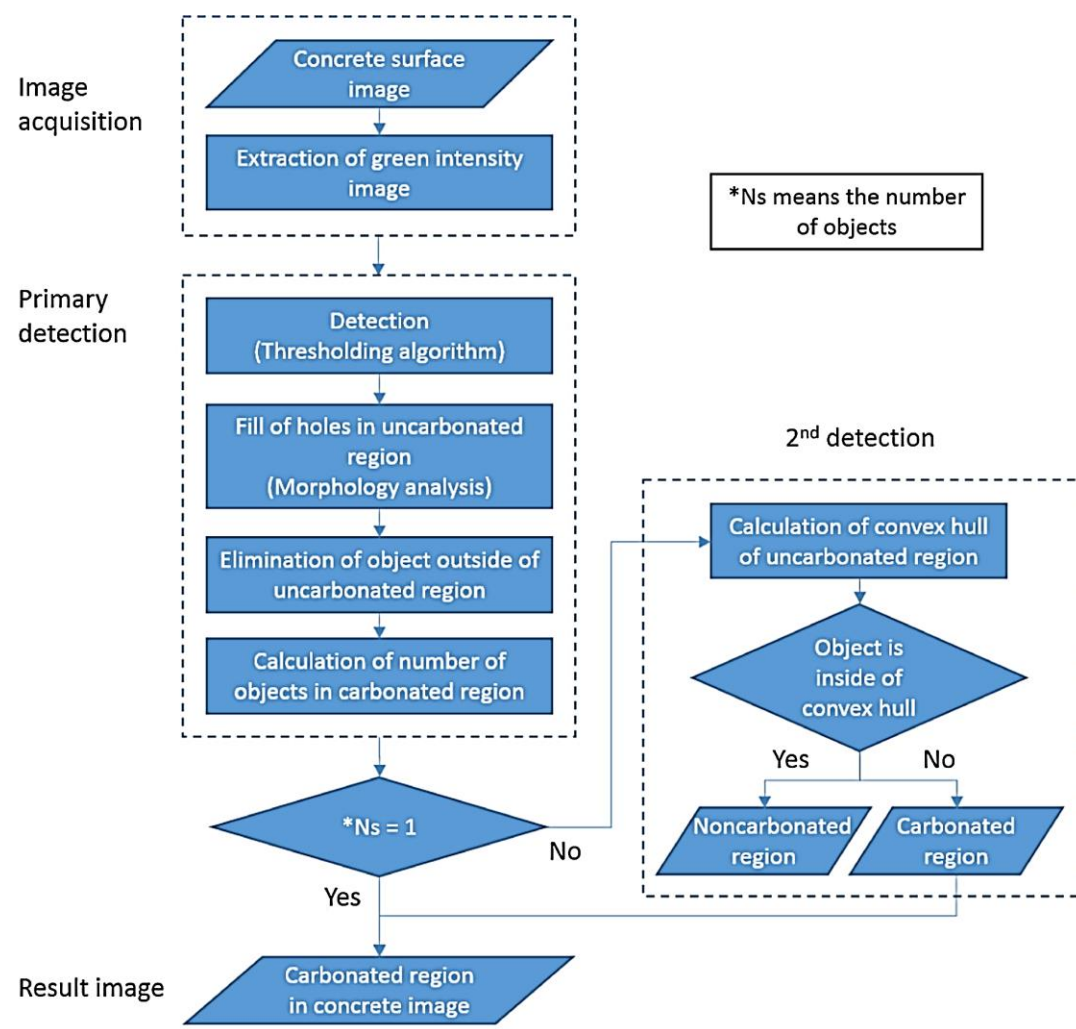


Figura 49. Diagrama de flujo del algoritmo de procesamiento de imágenes. Choi, J., Lee, Y., Yong, Y., & Yeon, B. (2017).

El primer paso del algoritmo propuesto por los autores es la adquisición de imágenes.

Usando una cámara digital se obtiene una imagen con componentes de color rojo (R), verde (G) y azul (B) para cada píxel individual, de una superficie de concreto rociado con fenolftaleína.

Después de obtener una imagen a color, se extrae una imagen de intensidad verde de la imagen a color, ya que la imagen de intensidad verde muestra un límite relativamente claro entre el área carbonatada y el área no carbonatada. Esto se atribuye a que el color complementario al magenta es el verde (Choi et al., 2017).

En la figura 50 y 51 se muestran ejemplos de una imagen de concreto carbonatado y una imagen de intensidad verde respectivamente.



Figura 50. Imagen típica de color en sección del concreto rociado con una solución de fenolftaleína. Choi, J., Lee, Y., Yong, Y., & Yeon, B. (2017).

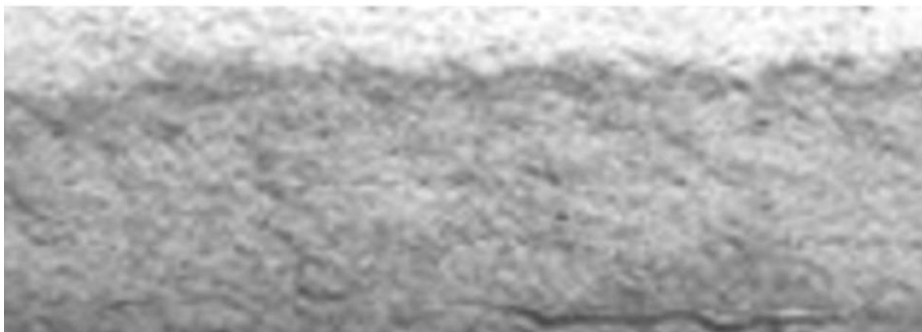


Figura 51. imagen de intensidad verde extraída de la figura 50. Choi, J., Lee, Y., Yong, Y., & Yeon, B. (2017).

Los autores expresan que el grado de precisión de los resultados de detección depende de la resolución de la imagen.

El segundo paso del algoritmo propuesto se compone a su vez de cuatro pasos:

- El primer paso es la detección de regiones carbonatadas. La imagen de intensidad verde se convierte en una imagen binaria basada en un algoritmo de umbral, en este caso los autores usaron el método Otsu. En esta imagen binaria, las regiones carbonatadas se representan con píxeles blancos y las regiones no carbonatadas con píxeles negros como se muestra en figura 52.



*Figura 52.* Imagen binaria de la imagen de intensidad verde de la figura 51. Choi, J., Lee, Y., Yong, Y., & Yeon, B. (2017).

En la figura 52 se observan muchas partes detectadas erróneamente en la imagen binaria, que se obtuvo aplicando solo un algoritmo de umbral. Por esta razón, se hacen mejoras en el rendimiento de detección del método de procesamiento de imágenes (Choi et al., 2017).

- El segundo paso es llenar los agujeros en la región no carbonatada de la imagen binaria. Para esto es necesario convertir la imagen binaria en la imagen complementaria, es decir, los píxeles blancos ahora representan la región no carbonatada y los píxeles negros representan la región carbonatada (Choi et al., 2017), como se muestra en la figura 53.



*Figura 53.* Imagen complementaria de la imagen binaria de la figura 48. Choi, J., Lee, Y., Yong, Y., & Yeon, B. (2017).

Seguidamente se procede a rellenar los agujeros dentro de los píxeles blancos. Los autores expresan que un agujero negro es el conjunto de píxeles negros a los que no se puede llegar rellenando los píxeles blancos desde el borde de la imagen.

La figura 54 muestra la imagen binaria en la que se rellenó los agujeros en la región no carbonatada.



*Figura 54.* Imagen binaria en la que se llenan los agujeros en la región no carbonatada. Choi, J., Lee, Y., Yong, Y., & Yeon, B. (2017).

Aunque la precisión de detección mejoró significativamente, todavía se pueden observar algunas partes detectadas incorrectamente. Por esta razón se procede al tercer paso.

- A continuación, se procede a eliminar los píxeles blancos fuera de la región no carbonatada calculando todas las áreas de todos los objetos. Se eliminan los objetos compuestos de píxeles blancos con área más pequeña que el objeto con el área más grande (Choi et al., 2017), como se muestra en la figura 55.



*Figura 55.* Imagen binaria en la que se eliminan los píxeles blancos detectados erróneamente fuera de la región no carbonatada. Choi, J., Lee, Y., Yong, Y., & Yeon, B. (2017).

- El último paso del proceso de detección primaria es calcular el número de objetos que representan regiones carbonatadas. Para esto es necesario convertir la imagen binaria en su imagen complementaria, es decir, los píxeles blancos pasan nuevamente a representar las regiones carbonatadas y los píxeles negros las regiones no carbonatadas (Choi et al., 2017), como se muestra en la figura 56.



*Figura 56.* Imagen complementaria de la imagen binaria de la figura 55. Choi, J., Lee, Y., Yong, Y., & Yeon, B. (2017).

Seguidamente se calcula el número de objetos compuestos de píxeles blancos que representan las regiones carbonatadas. Si el resultado es 1, el proceso de detección finaliza y se pueden identificar las regiones carbonatadas. En caso contrario se procede a la detección secundaria del proceso de algoritmo propuesto por los autores.

En la figura 57 se muestra una imagen etiquetada de la imagen mostrada en la figura 56 donde se observa con claridad que el número de objetos es 12, es decir, que uno de los objetos representa solo la región realmente carbonatada y los restantes son regiones detectadas incorrectamente haciéndose necesario la detección secundaria (Choi et al., 2017).



Figura 57. Imagen etiquetada de la imagen mostrada en la figura 56. Choi, J., Lee, Y., Yong, Y., & Yeon, B. (2017).

Para el proceso de detección secundaria, inicialmente, es necesario convertir la imagen binaria del paso anterior a una imagen complementaria, es decir, los píxeles blancos representan la región no carbonatada. Seguidamente se calcula el casco convexo de los píxeles blancos. El casco convexo es el polígono convexo más pequeño que incluye la región geoméricamente (Choi et al., 2017), como se ilustra en la figura 58.

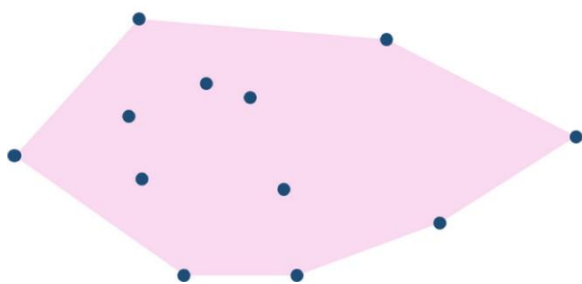


Figura 58. Figura del casco convexo. Choi, J., Lee, Y., Yong, Y., & Yeon, B. (2017).

La figura 59a muestra el casco convexo de la imagen obtenida del proceso de detección primaria. De esta forma los objetos que se encuentren dentro de la forma convexa se consideran regiones no carbonatadas.

En la figura 59b. se observa la imagen final del proceso de detección secundaria.



Convex hull  
(a)



(b)

Figura 59. a Casco convexo de la imagen obtenida del proceso de detección primario y b imagen binaria en la que se llenan los objetos dentro del casco convexo. Choi, J., Lee, Y., Yong, Y., & Yeon, B. (2017).



El último proceso del algoritmo propuesto por los autores es identificar las regiones carbonatadas y comparar los resultados con la imagen original.

En la figura 60 se muestra una imagen compuesta en la que se combinan la imagen original y la imagen binaria detectada, la línea negra que se observa es el límite de la región carbonatada.

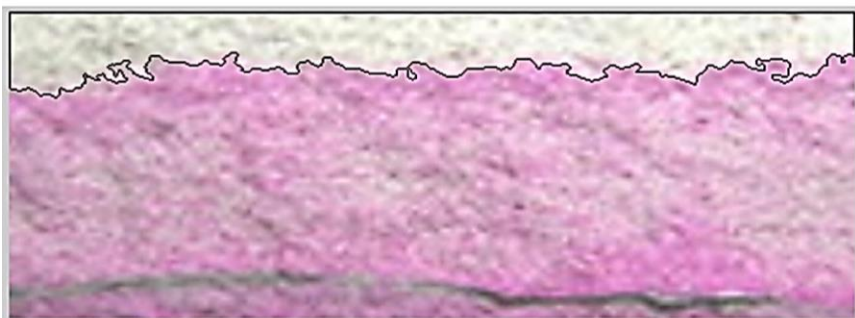


Figura 60. Imagen compuesta, la línea negra es el límite de la región carbonatada. Choi, J., Lee, Y., Yong, Y., & Yeon, B. (2017).

Con el fin de validar el algoritmo propuesto los autores realizaron pruebas en varias imágenes seccionales de concreto reforzado rociadas con fenolftaleína encontrada en la literatura. Las figuras 61 y 62 muestran las imágenes en color original e imágenes compuestas.

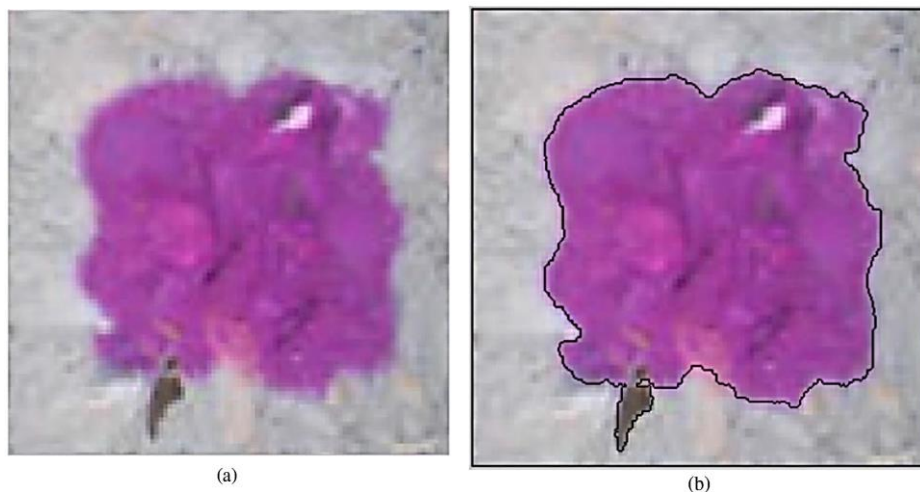


Figura 61 a imagen original y b) imagen compuesta (la línea negra señala el contorno de la región carbonatada detectada). Choi, J., Lee, Y., Yong, Y., & Yeon, B. (2017).

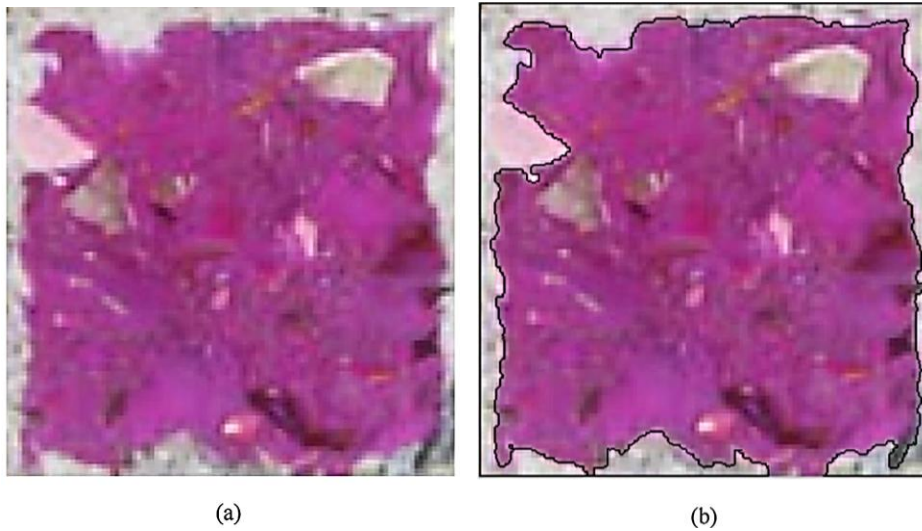


Figura 62. a imagen original y b) imagen compuesta (la línea negra señala el contorno de la región carbonatada detectada). Choi, J., Lee, Y., Yong, Y., & Yeon, B. (2017).

En la figura 61b se evidencia que el algoritmo de procesamiento de imágenes propuesto es capaz de detectar con precisión las regiones de concreto carbonatado.

Sin embargo, en la figura 62b se observó que puede proporcionar resultados erróneos en casos donde, los agregados con color similar a la pasta de cemento, se encuentren en el límite entre una región carbonatada y una región no carbonatada asumiéndolos como área carbonatada, siendo esto erróneo ya que los agregados normales no pueden ser carbonatados(Choi et al., 2017).

De forma positiva, señalaron que los agregados con color similar a la pasta de cemento que se ubicaron dentro de la región no carbonatada no se detectaron como regiones carbonatadas como se observa en la figura 62b.

### 6.3. Prevención, rehabilitación y mantenimiento

Las estructuras de concreto reforzado después de un largo tiempo de exposición atmosférica muestran signos de corrosión inducida por la carbonatación, por tanto, requieren de mantenimiento para prolongar su vida útil.

En el concreto se pueden usar los aditivos minerales para modificar varias de sus propiedades, en el estudio realizado por (de Medeiros, Raisdorfer, Hoppe Filho, & Medeiros-Junior, 2017) analizaron el efecto de usar cenizas volantes como un aditivo y como reemplazo parcial del cemento portland, sobre la carbonatación y la reserva alcalina del concreto.

El resultado de la investigación arroja que, bajo la composición y dosificación de las mezclas ensayadas en la investigación, las cenizas volantes como adición o como reemplazo parcial del cemento portland, generan disminución del suministro alcalino, aumenta la velocidad de carbonatación y reduce la resistencia a compresión a los 28 días (de Medeiros et al., 2017).

Para el programa experimental diseñaron dos mezclas según los autores:

- Reemplazo parcial del contenido de cemento portland por ceniza volante, esta puede reducir la reserva alcalina debido a la menor formación de portlandita en el concreto.
- Adición de cenizas volantes al contenido de cemento, como las cenizas volantes tienen acción puzolánica, deberían consumir parte de la portlandita que resulta de la hidratación del cemento portland.

Mezclas con proporción 1:2.25:0.5 y w/b=0,5 (relación agua-aglomerante), en la tabla 18 se muestra las proporciones de los materiales utilizados para el concreto. Se utilizó cemento CPV que es equivalente al cemento ASTM tipo III (cemento portland con alta resistencia temprana).

Se emplearon niveles de reemplazo y adición del 10% y 30% respectivamente. Elaboraron 5 muestras cilíndricas de  $\phi 10$  cm por 20 cm, muestras con reemplazo parcial de cemento S10 y S30, muestras con adición de cemento A10 y A30, y una muestra de referencia CVP.

**Tabla 18.** *Proporciones de mezcla para muestras de concreto*

Proporción de mezcla en masa (referencia)						
w/b	Vol (m <sup>3</sup> )	Cemento (Kg)	Arena (Kg)	Grava (Kg)	Agua (Kg)	
0,50	1,00	353,08	794,43	1059,24	176,50	
10% - 30% de reemplazo (en masa de cemento)						
	Ceniza volante (Kg)	Cemento (Kg)	Arena (Kg)	Grava (Kg)	Agua (Kg)	Mezcla (%)
<b>S10</b>	35,31	317,77	794,43	1059,24	176,54	0,70
<b>S30</b>	105,92	247,16	794,43	1059,24	176,54	0,74
10% - 30% de adición (en masa de cemento)						
	Ceniza volante (Kg)	Cemento (Kg)	Arena (Kg)	Grava (Kg)	Agua (Kg)	Mezcla (%)
<b>A10</b>	35,31	353,08	794,43	1059,24	194,19	1,00
<b>A30</b>	105,92	353,08	794,43	1059,24	229,50	1,26

*Nota:* tomada de (de Medeiros et al., 2017).

Pruebas realizadas por (de Medeiros et al., 2017):

- Prueba de carbonatación acelerada. Condiciones de la cámara de carbonatación  $5 \pm 1\%$  de CO<sub>2</sub> y  $65 \pm 5\%$  de humedad relativa. Se midió la profundidad de carbonatación por medio del método de fenolftaleína, se realizaron mediciones al primer mes, al cuarto, al octavo y a los 12 meses.

- Difractómetro de rayos X (DRX): se usó para caracterizar la puzolanicidad de las cenizas volantes en estado anhidro y para medir el consumo de portlandita provocado por las cenizas volantes.

- Capilla modificada: este método se usó para determinar la actividad puzolánica, expresada por la cantidad consumida de hidróxido de calcio por gramo de material puzolánico. Método estandarizado en Brasil NBR 15895. El valor de la puzolanidad de los materiales fue de 436 mg de  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  / g de puzulana.

Mediante la prueba NBR 15895 y la prueba DRX, se determinó la reserva alcalina restante disponible para la carbonatación, los resultados de NBR 15895 en muestra S10 y S30 fue de 76.8% y 31.4% respectivamente. Para las muestras con adición de cenizas volantes al cemento portland A10 y A30 fueron de 85.8% y 58.8% respectivamente, porcentajes con referencia a muestra CPV. Estos resultados en comparación con la prueba DRX fueron similares (de Medeiros et al., 2017).

Tanto la adición como el reemplazo de cenizas volantes al concreto, también disminuye la resistencia a compresión (de Medeiros et al., 2017), en la tabla 19 se registran los resultados de la prueba compresión para cada muestra.

**Tabla 19.** Resistencia a la compresión de los diferentes concretos ensayados

Muestra	S30	S10	Referencia	A10	A30
<b>Resistencia a la compresión en Mpa</b>	39.6	40.1	61.5	37.7	35.9

*Nota:* tomada de (de Medeiros et al., 2017)

En las mezclas con contenido de minerales puzolánicos la reserva alcalina es baja, debido al efecto puzolánico que se produce por el consumo de hidróxido de calcio. La reserva alcalina es de relevancia en la velocidad de carbonatación, al tener disminución en la reserva alcalina el concreto se expone al proceso de carbonatación (de Medeiros et al., 2017).

Como posible medio para aliviar la corrosión del refuerzo causado por la carbonatación,(Kubo, Tanaka, Page, & Page, 2013) realizan un ensayo mediante la técnica EII (inyección de inhibidor electroquímico) a un viaducto ferroviario de concreto reforzado carbonatado, de 40 años de existencia.

La finalidad del ensayo fue examinar la efectividad de la técnica EII para acelerar el transporte de etanolamina a una estructura de concreto parcialmente carbonatada como medida preventiva contra la corrosión del acero de refuerzo en las estructuras (Kubo et al., 2013).

La técnica EII, implica el paso de una corriente constante de densidad alta durante un periodo de varios días entre un cátodo de acero incrustado y un ánodo colocado dentro de una solución acuosa de inhibidor de corrosión de base orgánica en contacto con la superficie externa del concreto carbonatado (Kubo et al., 2013). En la figura 63 se muestra un esquema del sistema de la técnica EII

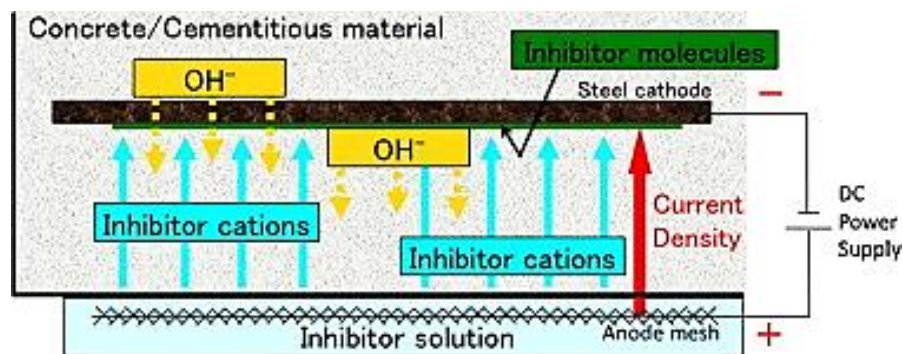


Figura 63.. Esquema del sistema EII. (Kubo et al., 2013)

La estructura de estudio fue un viaducto en Tokio que ha estado en servicio, transportando vagones de tren de alta velocidad durante casi 40 años. Para la prueba se tomaron tres elementos de la estructura, en la figura 64 se indican los elementos y el área de estudio.

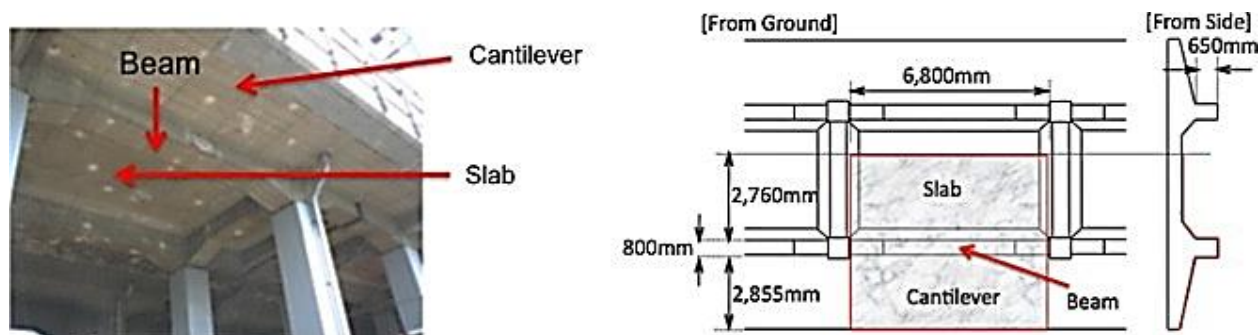


Figura 64. Viaducto de concreto reforzado y área tratada electroquímicamente. (Kubo et al., 2013)

El área de estudio fue de  $56\text{m}^2$ , según estudio preliminar el recubrimiento de concreto en el acero y la profundidad promedio medida de la carbonatación fueron los mostrados en la tabla 20.

Del estudio preliminar se encontró que la concentración de cloruro no era relevante respecto a la corrosión del acero, debido que el perfil de cloruro decayó a un nivel insignificante a una profundidad de 20mm (Kubo et al., 2013).

También calcularon el volumen de la porosidad promedio del concreto en áreas carbonatadas y no carbonatadas, siendo de 13.0% y 13.3% respectivamente; y los rangos de potencial de corrosión ( $E_{\text{corr}}$ ) y la tasa de corrosión ( $I_{\text{corr}}$ ) del acero embebido, que se midieron en las tres secciones estuvieron entre 67 mV - 148 mV y  $0,013\mu/\text{cm}^2$  -  $0,0123\mu/\text{cm}^2$  respectivamente.

**Tabla 20.** Relación de datos preliminares del área de estudio.

Cubierta de concreto en el acero		Profundidad de carbonatación promedio medida	
Voladizo	40 mm	Voladizo	19mm
Losa	40mm	Losa	36mm
Inferior viga	50 mm	Fondo y laterales de la viga	40mm
Lado viga	60mm		

Nota: Fuente propia, información tomada de (Kubo et al., 2013).

Antes del ensayo se preparó la estructura con los circuitos eléctricos, para ello se cortó la cubierta del concreto dejando expuesto el acero de refuerzo, a este le conectaron un cable de acero que actuó como cátodo y se aplicó un parche de mortero, el otro extremo del cable se conectó a una malla de acero inoxidable que sirvió de ánodo, se fijaron a 20 mm de distancia de la superficie del concreto, a los circuitos se proporcionó una corriente constante de capacidad máxima de 150 V y 100 A (Kubo et al., 2013). En la figura 65 se muestra la configuración del montaje.

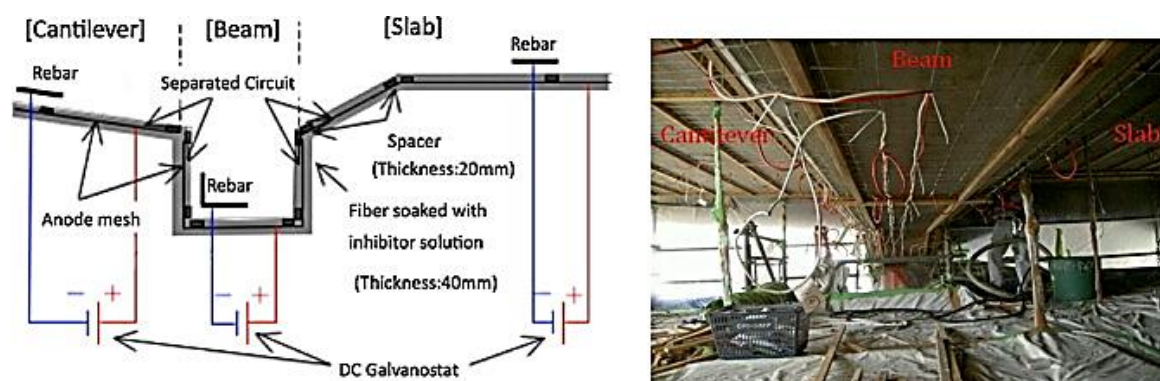


Figura 65. Vista esquemática e imagen del sitio de los circuitos eléctricos. (Kubo et al., 2013)

Para la prueba se usó una solución de etanolamina carbonatada con un pH ajustado a 9.0, una fibra celulosa fue empapada con la solución de etanolamina carbonatada y luego se roció sobre la superficie del concreto hasta un grosor de 40mm, tapando la malla ánodo de acero inoxidable, en la figura 66 se muestra la configuración de carbonatación de etanolamina y la aplicación de la solución inhibidora.





Figura 66. Configuración de carbonatación de etanolamina y spray de solución inhibidora. (Kubo et al., 2013)

El tratamiento electroquímico se inició con una corriente constante de  $5.0 \text{ A/m}^2$ , el periodo fue de 4 días con una carga equivalente a  $480 \text{ A h/m}^2$  para la mitad del área, y 7 días para la otra mitad, con una carga de  $840 \text{ A h/m}^2$ . Durante el proceso monitorearon los cambios en la corriente y en el voltaje aplicados a cada circuito.

Después de iniciar la aplicación de las cargas, el concreto de la viga se calentó, de manera que redujeron la densidad de corriente a  $3.0 \text{ A/m}^2$ , esto fue causado por aplicación de corriente desde dos direcciones (inferior y lateral) a la pequeña sección de la viga y a una mayor resistencia de la viga debido a que la cubierta era mayor que en el voladizo y losa (Kubo et al., 2013).

Al finalizar el tratamiento se retiró la malla y la fibra del ánodo. En la tabla 21 se relacionan las muestras que se extrajeron de los elementos tratados electroquímicamente para medir la profundidad de carbonatación y para analizar la penetración del inhibidor, también se sacaron núcleos de las áreas vecinas no tratadas para muestras de referencia. La tasa de corrosión y el potencial de corrosión se midieron 2 semanas y 6 meses después de haber finalizado el tratamiento.

**Tabla 21.** Núcleos extraídos para el análisis de penetración de inhibidores.

No	Elemento	Carga total (A h/m <sup>2</sup> )	Cubierta de concreto (mm)	No	Elemento	Carga total (A h/m <sup>2</sup> )	Cubierta de concreto (mm)
1	Voladizo	480	40	5	Voladizo	840	40
2	Viga (lateral)	480	60	6	Viga (lateral)	840	60
3	Viga (inferior)	480	50	7	Viga (inferior)	840	50
4	Losa	480	40	8	Losa	840	40
4'	Losa (6 meses)	480	40	8'	Losa (6 meses)	840	40

*Nota:* tomada de (Kubo et al., 2013).

Después del tratamiento, realizaron inspección visual, no observaron nuevas grietas o defectos en la superficie de los elementos. La profundidad de carbonatación medida por el ensayo de fenolftaleína fue de cero (Kubo et al., 2013).

Para la eficiencia, justo después del tratamiento los autores generaron los perfiles de penetración de etanolamina que se inyectaron electroquímicamente en el concreto, la figura 67 muestra los perfiles de concentración de etanolamina en cada uno de los elementos de estudio. Los resultados arrojan cantidades significativas de etanolamina alrededor del acero embebido, la concentración de etanolamina no fue uniforme debido a los diferentes espesores de cubierta, los autores también resaltan que los tratamientos realizados a densidades de carga totales de 480 Ah/m<sup>2</sup> y 840 Ah/m<sup>2</sup> no produjeron diferencias importantes en las concentraciones de inhibidores inyectados en el concreto (Kubo et al., 2013).

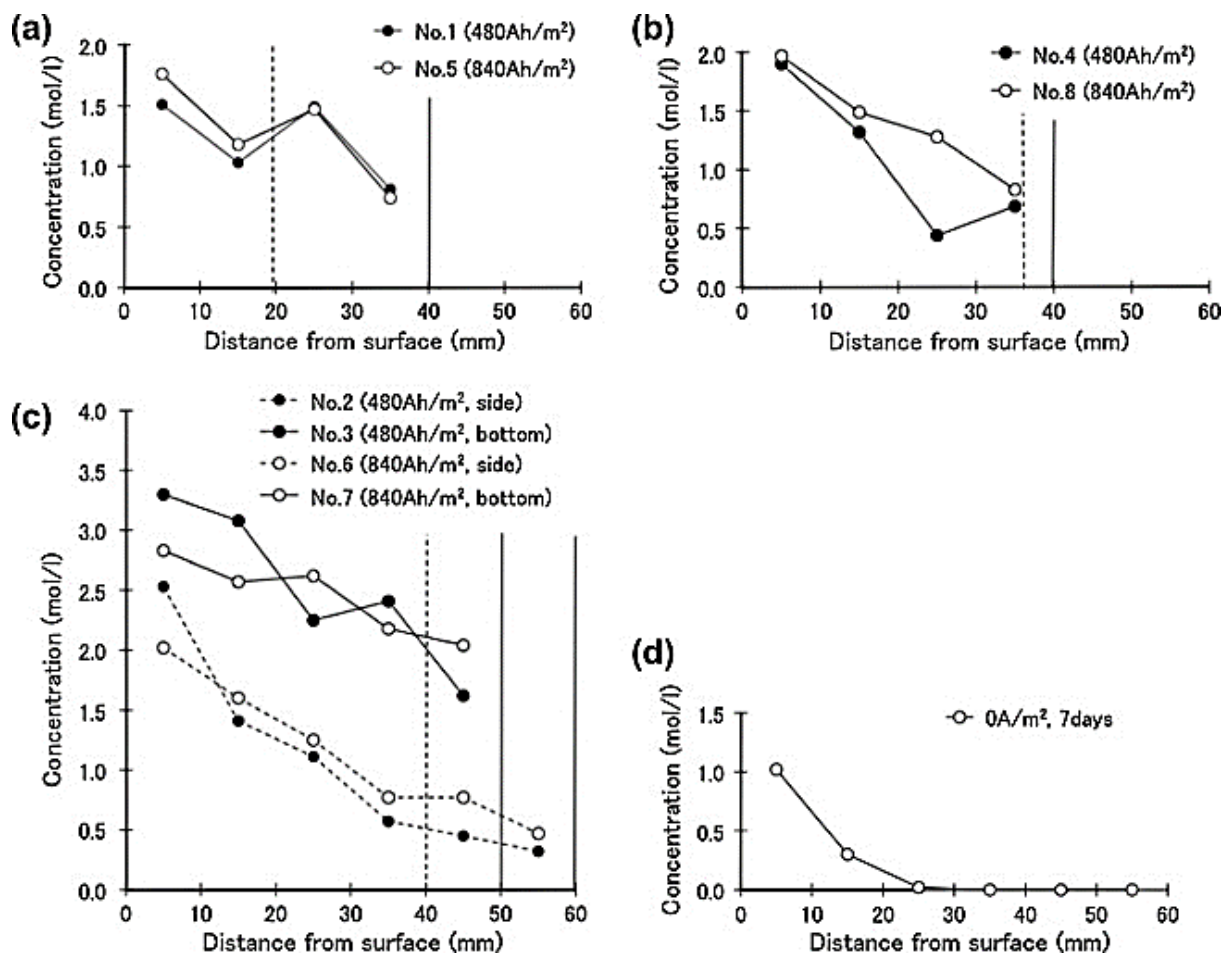


Figura 67. Perfiles de concentración de etanolamina inyectada en concreto justo después del tratamiento electroquímico. a) voladizo, b) losa, c) viga y d) control. Línea vertical sólida: posición de la barra de refuerzo, línea vertical rota: frente de carbonatación. (Kubo et al., 2013).

El pH de la solución de poros cerca del cátodo de acero en los núcleos extraídos del concreto al final del tratamiento estaba en el rango de 12.6-13.2, los autores esperaban que el pH inicial fuera superior a 13 teniendo en cuenta que esta región no había sido completamente carbonatada (Kubo et al., 2013).

En la figura 68 se muestra la evolución de los perfiles de concentración de inhibidores después de 6 meses del tratamiento, se demuestra que las concentraciones del inhibidor aún permanecían en las proximidades del acero.

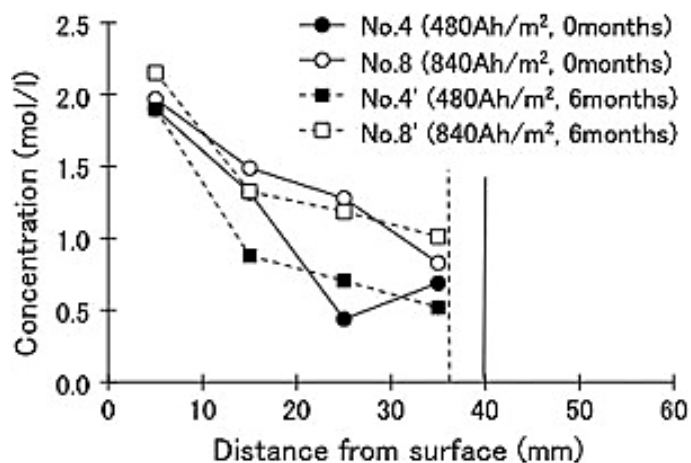


Figura 68. Perfiles de concentración de etanolamina inyectada justo después y 6 meses después del tratamiento electroquímico (en la losa). Línea vertical continua: posición de la barra de refuerzo, línea vertical discontinua: frente de carbonatación. (Kubo et al., 2013).

Se realizó monitoreo electroquímico de los elementos estudiados y a áreas no tratadas a 30 y 120 cm de distancia del límite del área tratada, encontraron que el acero embebido en el área no tratada mostró una tendencia similar en el cambio negativo del potencial de acero después del tratamiento, así como su recuperación en 6 meses. (Kubo et al., 2013). En general los autores de la investigación encontraron poca ventaja en el tratamiento.

Los morteros, las baldosas cerámicas o las pinturas se usan frecuentemente en la superficie de concreto para la protección, decoración o durabilidad de las estructuras, por lo general estos reducen la velocidad de la carbonatación (Li, Dong, Lei, & Du, 2017).

Los recubrimientos de película orgánica han sido utilizados en el campo de la protección y durabilidad del concreto, ya que generan una capa densa después del endurecimiento, lo que dificulta la difusión de CO<sub>2</sub> en el concreto. Sin embargo, el envejecimiento de los recubrimientos de película orgánica también podría provocar defectos considerables y disminución en la protección del recubrimiento (Li et al., 2017). En la literatura se han

encontrado distintas investigaciones en modelos de predicción de carbonatación del concreto con el objetivo de evaluar el desempeño de diferentes mezclas y el uso de recubrimientos.

Un estudio realizado por (Li et al., 2017) busca predecir la profundidad de carbonatación en concretos con recubrimiento de película orgánica combinado con efectos de envejecimiento estableciendo un nuevo modelo de predicción dependiente del tiempo.

Los autores basan su modelo en la ecuación 11 establecida por Papadakis y Cols. Generalmente se simplifica la forma en que se expresa como se observa en la ecuación 12.

$$x = \sqrt{\frac{2D_0C_0t}{m_0}} \quad (11)$$

$$x = K * \sqrt{t} \quad (12)$$

Donde X es la profundidad de carbonatación del concreto (mm),  $D_0$  es el coeficiente de difusión efectivo de CO<sub>2</sub> en el concreto (m<sup>2</sup>/s),  $C_0$  es la concentración de CO<sub>2</sub> en la superficie del concreto (mol/m<sup>3</sup>),  $m_0$  es la cantidad de CO<sub>2</sub> que se absorbe completamente por unidad de volumen de concreto (mol/m<sup>3</sup>), t es el tiempo de carbonatación del concreto, con unidades de segundos y años para la ecuación 11 y 12 respectivamente, K es el coeficiente completo de carbonatación de concreto (mm \* año<sup>-0.5</sup>)

Los autores hicieron algunas suposiciones antes de establecer la ecuación diferencial de predicción de carbonatación para concretos revestidos como, por ejemplo: no considerar la zona

de carbonatación parcial y que la distribución de concentración de CO<sub>2</sub> sea bilineal. En la figura 69 se muestra un boceto del proceso de carbonatación en concreto con recubrimiento.

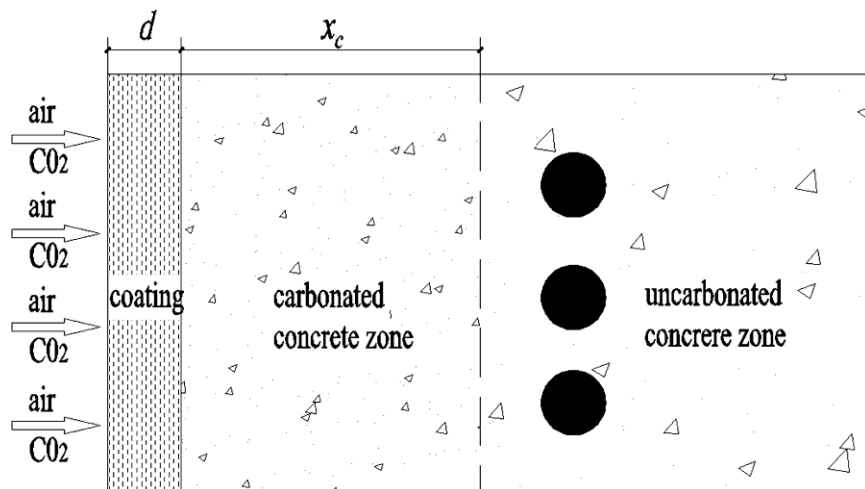


Figura 69. Esquema del proceso de carbonatación en concreto con recubrimiento. Li, G., Dong, L., Lei, M., & Du, J. (2017)

De acuerdo con las suposiciones mencionadas anteriormente, los autores exponen que la difusión de CO<sub>2</sub> en concreto con recubrimiento cumple con las siguientes relaciones diferenciales (ecuaciones 13 y 14 )

$$\frac{d^2C}{dx^2} = 0 \quad 0 \leq x \leq d \quad (13)$$

$$\frac{d^2C}{dx^2} = 0 \quad d \leq x \leq d + x_c \quad (14)$$

Donde C es la concentración de CO<sub>2</sub> (mol/m<sup>3</sup>)

Otra suposición que establecen los autores es que los flujos de difusión (J) de CO<sub>2</sub> deben satisfacer las condiciones de continuidad en la interfaz entre el recubrimiento y el concreto como se expresa en la ecuación 15.

$$J = D_c(t) \left( \frac{dc}{dx} \right) = D_0 \left( \frac{dc}{dx} \right) \quad (15)$$

Donde J es el flujo de difusión de CO<sub>2</sub> (mol/m<sup>2</sup>\*s), D<sub>0</sub> y D<sub>c</sub> (t) son los coeficientes de difusión efectivos de CO<sub>2</sub> en concreto y recubrimiento, respectivamente.

La ecuación diferencial de carbonatación en concreto con recubrimiento de película orgánica se expresa en la ecuación 16 y se simplifica en la ecuación 17.

$$\frac{dXc}{dt} = \frac{D_0 C_0 / m_0}{Xc + \left[ \frac{D_0}{D_c(t)} * d \right]} \quad (16)$$

$$\frac{dXc}{dt} = \frac{0.5 K^2}{Xc + \alpha (t)} \quad (17)$$

Donde  $\alpha (t)$  se define como  $D_0 * d / D_c(t)$ . La función  $\alpha (t)$  refleja las influencias del recubrimiento sobre la carbonatación del concreto.

En este orden de ideas, los autores establecen un modelo de grosor de concreto equivalente de un recubrimiento. La función  $\alpha (t)$  esencialmente convierte un recubrimiento en un espesor equivalente al de concreto ya que tiene el mismo rendimiento de difusión de CO<sub>2</sub> como se muestra en la figura 70.

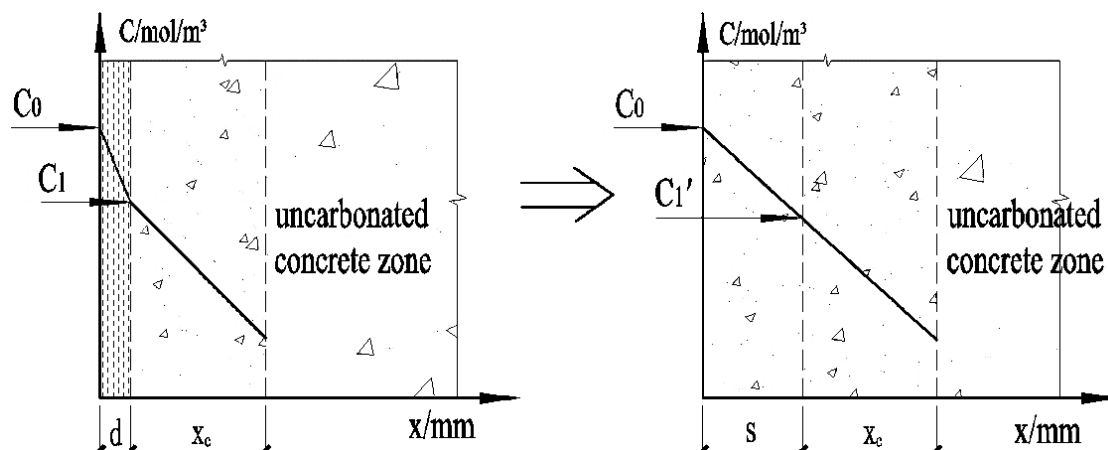


Figura 70. Distribución de la concentración de CO<sub>2</sub> en concreto revestido después de la conversión del recubrimiento. Li, G., Dong, L., Lei, M., & Du, J. (2017).

La concentración de CO<sub>2</sub> en la interfaz debe ser la misma antes y después de la conversión, luego se obtiene el espesor de concreto equivalente de un recubrimiento, como se observa en la ecuación 18.

$$S = \frac{D_0}{D_c(t)} * d \quad (18)$$

Y basándose en los resultados de la profundidad de carbonatación del concreto revestido y del concreto sin revestimiento bajo las mismas condiciones de carbonatación y tiempo de exposición, el espesor de concreto equivalente de un recubrimiento puede calcularse de acuerdo con la ecuación 19.

$$S = \frac{x^2 - x_c^2}{2x_c} \quad (19)$$



Con el fin de validar el modelo de predicción de la profundidad de carbonatación establecido por los autores se fabricaron 3 especímenes de concreto con cemento Portland con densidad de  $3.0 \text{ g/cm}^3$  y relación agua / cemento de 0.6.

Se utilizaron 3 tipos de pinturas orgánicas usadas comúnmente: Epoxi (EP), Poliuretano (PU) y caucho clorado (CR), en las que EP y PU estaban compuestas por dos componentes de partes A y B con una relación 4:1 y CR estaba compuesto por solo un componente.

Las dimensiones de las muestras fueron de  $100 \times 100 \times 300 \text{ m}^3$ , después de 24 horas de desmoldados se procedió al proceso de curado durante 28 días, seguidamente se retiraron y se colocaron en un horno a  $60^\circ\text{C}$  durante 48 horas. Luego de retirarlas se limpiaron y se aplicó revestimiento en las superficies de las muestras.

Las dosificaciones de los materiales de revestimiento EP, PU y CR fueron de  $180 \text{ g/m}^2$ ,  $150 \text{ g/m}^2$  y  $150 \text{ g/m}^2$  respectivamente, después del endurecimiento de los revestimientos se midió el espesor de cada película de cada uno de ellos usando un microscopio digital, los cuales fueron de  $45 \text{ }\mu\text{m}$ ,  $29 \text{ }\mu\text{m}$  y  $34 \text{ }\mu\text{m}$  para recubrimientos EP, PU y CR respectivamente.

Por ultimo las muestras se expusieron a condiciones ambientales como: temperatura promedio anual de  $14 \text{ }^\circ\text{C}$  y humedad relativa de 68.8%.

Las muestras se recogieron periódicamente y se sometieron al proceso de carbonatación acelerada durante un año.

La profundidad de carbonatación acelerada de cada una de las muestras se midió usando una solución de fenolftaleína a diferentes tiempos de exposición. El valor promedio de la profundidad de carbonatación para cada una de las muestras se observa en la tabla 22.

**Tabla 22.** Profundidad de carbonatación acelerada de muestras recubiertas después de la exposición natural.

Tiempo de exposición (mes)	Profundidad de carbonatación		
	Categoría de recubrimiento		
	EP	PU	CR
0	8	7,2	9,1
6	9,1	7,4	11,3
8	11,1	9,1	12,8
10	13,6	9	17,1
12	14,4	11,5	18,4

*Nota:* la profundidad de carbonatación acelerada para muestras sin recubrimiento es de 20.3 mm. Tomado de Li, G., Dong, L., Lei, M., & Du, J. (2017).

De los resultados en las pruebas de fenolftaleína los autores exponen que las profundidades de carbonatación de las muestras con revestimiento EP, PU y CR antes del envejecimiento se redujeron en un 60.6%, 64.5% y 60.6%, respectivamente, en comparación con la muestra no revestida.

Las mejoras en la profundidad de carbonatación para las muestras con recubrimiento EP, PU y CR fueron de 29.1 %, 43.3 % y 9.4 %, respectivamente, correspondientes al tiempo de envejecimiento de 12 meses. Además, señalan que la profundidad de carbonatación aumenta con el tiempo de envejecimiento de los recubrimientos; esto se puede ver reflejado en el espesor de cada recubrimiento, ya que disminuye con el tiempo de exposición natural.

El espesor de concreto equivalente al espesor de recubrimiento correspondiente a diferentes tiempos de envejecimiento se calculó utilizando la ecuación 12 mencionada anteriormente. Este valor no puede ser negativo, por lo tanto, los autores asumen que un recubrimiento pierde su capacidad protectora en el concreto cuando su espesor de concreto equivalente al de un recubrimiento se vuelve cero, y ese momento corresponde a su vida útil efectiva.

Los resultados del espesor de concreto equivalente al de un recubrimiento con respecto al tiempo de exposición natural se observa en la figura 71.

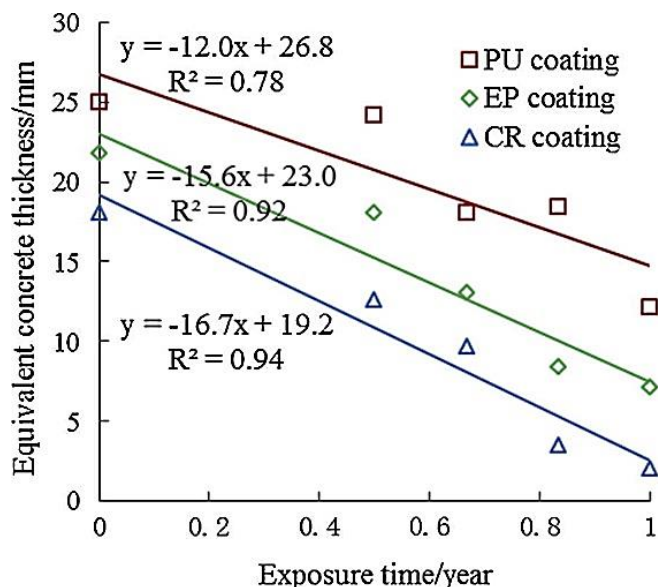


Figura 71. Degradación del espesor de concreto equivalente de los recubrimientos con el tiempo de exposición natural. Li, G., Dong, L., Lei, M., & Du, J. (2017).

Los autores utilizaron una relación lineal para la regresión del espesor de concreto equivalente y el tiempo de envejecimiento del recubrimiento. Las ecuaciones de regresión que utilizaron se observan en la figura 71.

La vida útil calculada a cada uno de los recubrimientos fue: 1.15 años, 1.47 años y 2.23 años Para los recubrimientos CR, EP y PU, respectivamente. Además, asumen que la vida útil de los recubrimientos es relativamente corta debido a que el recubrimiento utilizado en la investigación fue relativamente delgado.

Los autores establecen un modelo de predicción variable en el tiempo para la profundidad de carbonatación en concreto con recubrimientos orgánicos, sustituyendo el modelo de regresión lineal del espesor de concreto equivalente al de un recubrimiento en las ecuaciones 16 y 17, mencionadas anteriormente, cómo se muestra en las ecuaciones 20 y 21.

$$\frac{dx_c}{dt} = \frac{0.5k^2}{x_c + (\alpha t + \beta)} \quad (t \leq T) \quad (20)$$

$$\frac{dx_c}{dt} = \frac{0.5k^2}{x_c + X} \quad (t > T) \quad (21)$$

Donde T es la vida útil efectiva de un recubrimiento (año), X es la profundidad de carbonatación del concreto cuando un recubrimiento alcanza su vida útil esperada (mm),  $\alpha$  y  $\beta$  son constantes en la función del espesor de concreto equivalente de un recubrimiento, k es el coeficiente integral de carbonatación de concreto ( $\text{mm} \cdot \text{año}^{-0.5}$ ), y t es el tiempo de carbonatación del concreto con revestimiento en condiciones ambientales (año).

Seguidamente los autores hallan la profundidad de carbonatación de cada espécimen a corto y largo plazo como se observa en la figura 72 y 73 respectivamente.

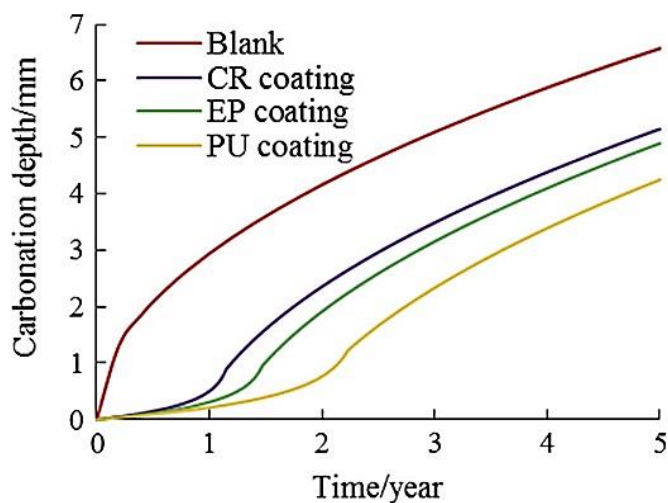


Figura 72. Predicción de la profundidad de carbonatación del concreto con diferentes recubrimientos (corto plazo). Li, G., Dong, L., Lei, M., & Du, J. (2017).

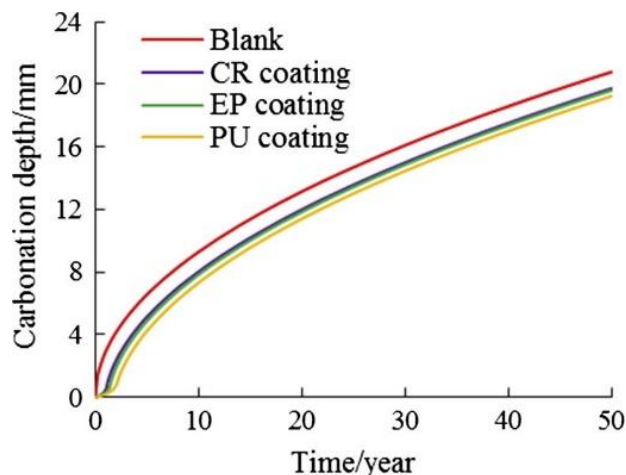


Figura 73. Predicción de la profundidad de carbonatación del concreto con diferentes recubrimientos (a largo plazo). Li, G., Dong, L., Lei, M., & Du, J. (2017).

Los autores exponen que la profundidad de carbonatación de las muestras con recubrimiento es significativamente menor a la de las muestras no recubiertas y que los efectos de inhibición de los diferentes recubrimientos son diferentes en el mismo tiempo de exposición. Además, se observó que la profundidad de carbonatación para muestras cubiertas y no recubiertas es similar desde el punto de vista de largo plazo, contrario a los resultados del periodo inicial a corto plazo.

A pesar de que el espesor de los recubrimientos utilizados en la investigación fue relativamente delgado, los resultados desde el punto de vista de la resistencia a la carbonatación del concreto fueron de 46.5 años para concreto sin recubrimiento y 51.3 años, 51.8 años y 53.7 años para concreto con recubrimientos CR, EP y PU, respectivamente, utilizando como criterio 20 mm de profundidad de carbonatación.

El mantenimiento oportuno de la película orgánica puede garantizar la prolongación del servicio de vida a útil de los recubrimientos con la acción del repintado. Teniendo en cuenta esta consideración los autores modifican la función variable en el tiempo del espesor de concreto

equivalente de un recubrimiento  $\alpha(t)$  cómo se muestra en la ecuación 22, y se puede reescribir como la ecuación 23.

$$\alpha'(t) = X_i + \alpha_{i+1}(t) \quad (22)$$

$$\frac{dx_c}{dt} = \frac{0.5k^2}{x_c + X_i + (\alpha t + \beta)} \quad (23)$$

Donde  $\alpha'(t)$  es la función de espesor de concreto equivalente de un revestimiento, incluida la profundidad de carbonatación del concreto antes del repintado,  $X_i$  es la profundidad de carbonatación del concreto antes del repintado ( $i+1$ ) (mm), y  $\alpha_{i+1}(t)$  es la función de espesor de concreto equivalente del revestimiento pintado ( $i+1$ ).

Los resultados de la predicción de profundidad de carbonatación para cada recubrimiento después de ser repintados en condiciones de corto y largo plazo se observan en las figuras 74 y 75, respectivamente.

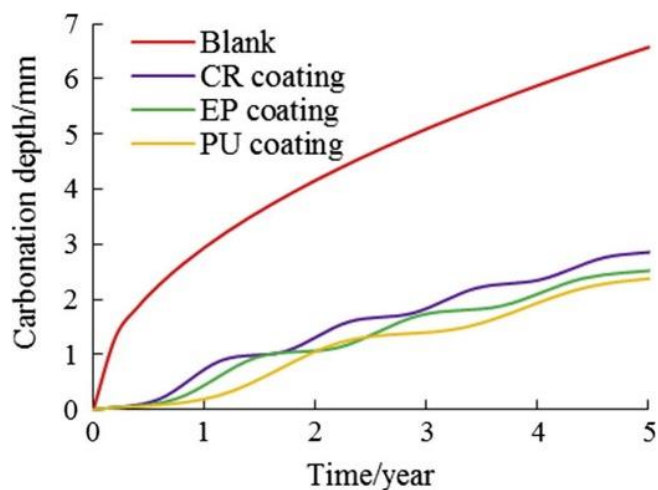


Figura 74. Predicción de la profundidad de carbonatación del concreto revestido considerando el repintado (a corto plazo). Li, G., Dong, L., Lei, M., & Du, J. (2017).

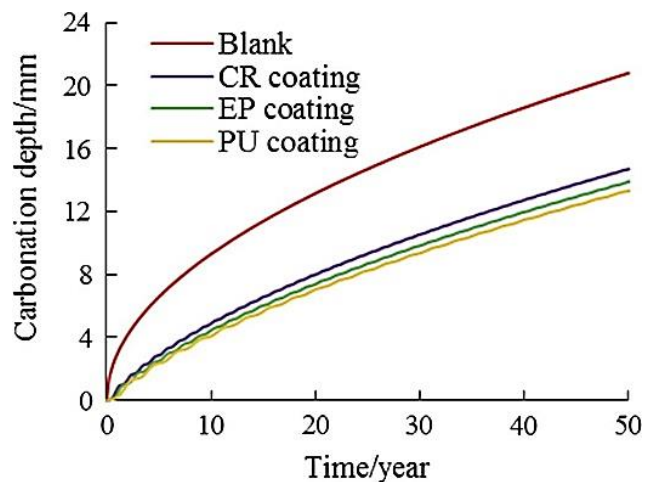


Figura 75. Predicción de la profundidad de carbonatación del concreto revestido considerando el repintado (a largo plazo). Li, G., Dong, L., Lei, M., & Du, J. (2017).

Se observó una mejora en la resistencia a la carbonatación del concreto de cada espécimen y una reducción significativa en comparación con las no revestidas.

Los autores establecen un nuevo modelo dependiente del tiempo para la predicción de la profundidad de carbonatación de concreto teniendo en cuenta los efectos del envejecimiento del recubrimiento, y con base a los resultados exponen que los recubrimientos de película orgánica pueden mejorar la resistencia a la carbonatación del concreto y señalan la importancia del grosor del revestimiento, ya que este disminuye con el envejecimiento del revestimiento y la protección del recubrimiento sobre la carbonatación del concreto disminuye gradualmente hasta llegar a cero.

El repintado puede mejorar la resistencia a la carbonatación del concreto cuando termine la vida útil del recubrimiento.

## 7. Degradación del concreto por Acción bacteriana

### 7.1. Causas

El crecimiento de los microorganismos en la superficie del concreto genera reducción del pH del concreto reforzado, generando la despasivación del acero y por tanto reduciendo su vida útil. Una de las razones de deterioro de los elementos estructurales de concreto reforzado, es la exposición al ácido sulfúrico biogénico, el yeso y la etringita son productos que se forman a partir de los componentes del concreto que reaccionan con el ácido sulfúrico, generando grietas, debido a la presión interna que se da por expansión de volumen (Nasrazadani et al., 2016).

La humedad relativa elevada, la alta concentración de dióxido de carbono, los iones cloruros u otras sales, los sulfatos y las pequeñas cantidades de ácido son factores favorables para el biodeterioro (BD), que ha sido detectado principalmente en sistemas de alcantarillado, tuberías submarinas, muelles de puentes, oleductos y gasoductos y plataformas marinas (Noeiaghahi, Mukherjee, Dhama, & Chae, 2017)

En infraestructura hidráulica para agua residual, las bacterias atacan el concreto, generando una capa gelatinosa en la parte seca del tubo, esto es causado por el ácido sulfúrico que disuelve el concreto. En un tubo de drenaje las bacterias reductoras de sulfato (SRB) en ambiente anaerobio utilizan sulfato u otros compuestos de azufre para producir sulfuro de hidrógeno. Parte de los sulfuros disueltos en el torrente del tubo son oxidados a azufre, luego las bacterias oxidantes de azufre (SOB) los oxida en ácido sulfúrico (Emilio Rendón Díaz Mirón, 2015)

El biodeterioro no es tenido en cuenta en análisis estructurales debido a su lenta cinemática y porque rara vez causa falla directa en la estructura, el BD afecta principalmente la durabilidad del concreto, aumentando costos de mantenimiento y reduce la capacidad de los elementos



estructurales a largo plazo (Bielefeldt, Gutierrez-Padilla, Ovtchinnikov, Silverstein, & Hernandez, 2010).

Según (Noeiaghaei, Mukherjee, et al., 2017) el mecanismo de deterioro del concreto por microorganismo se clasifica en tres.

**Deterioro físico**, la estructura del material se ve afectada por el crecimiento microbiano, como rotura física o mecánica del concreto.

**Deterioro estético**, es debido a incrustaciones, como la formación de una biopelícula.

**Deterioro químico**, es debido a la excreción de metabolitos u otras sustancias como sulfuro de hidrogeno y ácidos que afectan negativamente a las propiedades estructurales del material, como el aumento de la porosidad, debilitamiento de la matriz mineral en la estructura del concreto.

Factores que influyen en el BD del concreto según el mismo autor son:

**La alcalinidad del concreto:** La actividad microbiana reduce el pH del concreto, acelerando la neutralización de la superficie del concreto, por tanto, aumentar la alcalinidad del concreto puede reducir la tasa de biodeterioro. La emisión de sulfuro de hidrogeno ( $H_2S$ ) gaseoso también puede neutralizar la superficie del concreto en los sistemas de alcantarillado, el pH de las aguas residuales facilita la velocidad de transferencia de  $H_2S$ , por tanto, aumentando el BD.

**La humedad relativa:** niveles altos de humedad relativa mejora la actividad biológica, debido a la mayor disponibilidad de agua.

**La temperatura:** la influencia de la temperatura sobre la humedad relativa y la cinética de velocidades de reacción abióticas y bióticas, pueden aumentar el BD.

Propiedades del material: la relación de agua/cemento es uno de los parámetros importantes para controlar el comportamiento a la corrosión de las estructuras de concreto armado.

En la investigación realizada por (Marquez-Peñaranda, Sanchez-Silva, Husserl, & Bastidas-Arteaga, 2016) estudiaron los efectos del biodeterioro sobre la resistencia a la compresión (propiedad mecánica) y propiedades físicas como la pérdida de peso y las variaciones en la porosidad del concreto.

Para el programa experimental se sometieron muestras de mortero en entornos ricos en H<sub>2</sub>S (ácido sulfhídrico) y se midieron cambios físicos y mecánicos durante 300 días. Se realizaron las muestras de mortero de dimensiones 13mm x 13mm 10mm, con relación agua/cemento de 0.485 y con dosificación de 1:2.75. En la tabla 23 se describen los entornos de exposición de las muestras.

**Tabla 23.** Descripción de los entornos de exposición

Tratamiento superficial (inoculación)	Nombre	Condiciones de alimentación
H. neapolitanus, medio estándar	H.n.	100 ppmv H <sub>2</sub> S, 0.3 ± 0.1% CO <sub>2</sub>
A. thiooxidans, medio estándar	A.t.	100 ppmv H <sub>2</sub> S, 0.3 ± 0.1% CO <sub>2</sub>
Consorcio, medio estándar	Cons.	100 ppmv H <sub>2</sub> S, 0.3 ± 0.1% CO <sub>2</sub>
Exposición química (abiótica)	H <sub>2</sub> S	100 ppmv H <sub>2</sub> S, 0.3 ± 0.1% CO <sub>2</sub>
Control	Control	Atmósfera húmeda ordinaria

*Nota:* tomada de (Marquez-Peñaranda et al., 2016)

Las muestras se pusieron en recipientes herméticos de plástico como se muestra en la figura 76. Durante los primeros 150 días del experimento, se suministró sulfuro a cada contenedor cada 3 días a una concentración de H<sub>2</sub>S de aproximadamente 100 ppmv.

Para lograr las concentraciones requeridas de H<sub>2</sub>S y CO<sub>2</sub> en el aire circundante, se mezclaron agua destilada, HCl, Na<sub>2</sub>S 9H<sub>2</sub>O y NaHCO<sub>3</sub> y se colocaron en el fondo de cada recipiente. El dispositivo utilizado para la exposición de las muestras en cada prueba tenía una

capa líquida de 8 mm de altura, una estructura de soporte de plástico y una red de plástico sobre la cual se colocaron las muestras. Las muestras de mortero se ubicaron a 25 mm por encima de la superficie del agua. La mezcla de agua destilada, sulfuro de sodio, bicarbonato de sodio y ácido clorhídrico se logró mediante movimientos leves de tres pequeñas bolas de cristal después de cerrar el recipiente (Marquez-Peñaranda et al., 2016).

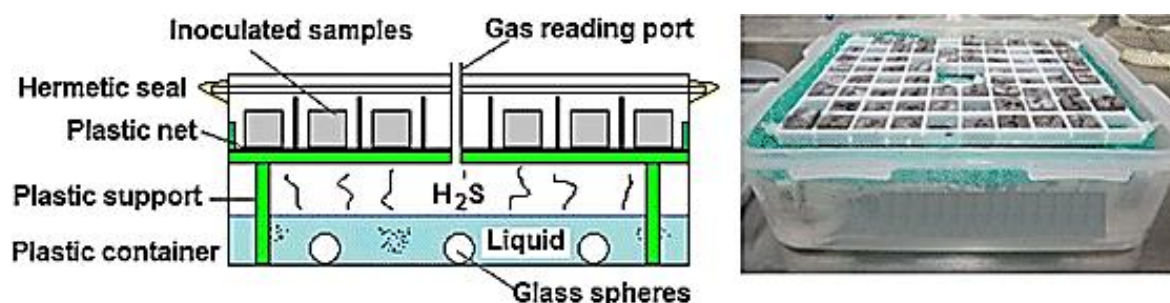


Figura 76. Contenedor utilizado para mantener y exponer muestras de mortero al sulfuro de hidrógeno. (Marquez-Peñaranda et al., 2016).

Con el fin de evaluar los efectos del biodeterioro se realizaron mediciones después de 0, 60, 120, 195, 240 y 300 días de exposición. Las muestras se extrajeron de los contenedores y se realizaron las respectivas mediciones, la porosidad se realizó utilizando datos de intrusión de mercurio de un porosímetro AutoPore IV 9500, la resistencia a la compresión se midió usando una presa hidráulica de celda de carga de 500 kg y para la variación de peso, las muestras se pesaron húmedas y luego secas (Marquez-Peñaranda et al., 2016). En la tabla 24 se resumen los resultados obtenidos.

**Tabla 24.** Resumen de los datos obtenidos del experimento

<b>Propiedad evaluada</b>	<b>Resultado</b>
Observaciones cualitativas	Se evidenciaron manchas de diferentes colores durante el experimento: tonos grises, verdes, bronce y blancos. Se observaron cristales blancos que corresponden a etringita, después de 90 días de exposición en muestras bióticas y 210 días después en muestras sometidas solo a exposición química.
Variación de peso	Pérdida de peso del peso inicial de las muestras consorcio $6.8 \pm 1.4\%$ A. thiooxidans $4.6 \pm 1.4\%$ H. neapolitanus $2.4 \pm 0.5\%$
Variación de porosidad	Las muestras abióticas expuestas a sulfuro de hidrogeno aumentaron de peso, debido a la precipitación de azufre.  Porosidad inicial promedio de las muestras fue del 19%. Las porosidades en muestras al finalizar el experimento consorcio aumento 25% A. thiooxidans aumento 27% H. neapolitanus aumento 22% Control disminuyo 18% Muestras abióticas aumento 24% La ruptura por compresión típica de todas las muestras formo grietas paralelas al eje de carga.
Variación de resistencia a la compresión	La resistencia inicial de las muestras fue de 30-33 MPa. Las muestras inoculadas con H. neapolitanus, A. thiooxidans y muestras abióticas expuestas a H <sub>2</sub> S después de 300 días mostraron pérdida del 28% de su resistencia inicial. Las muestras inoculadas con el consorcio perdieron el 52% de su resistencia inicial.

*Nota:* fuente propia, información tomada de (Marquez-Peñaranda et al., 2016)

Los resultados muestran que las muestras inoculadas con el consorcio indica mayor biodeterioro debido a mayor pérdida de peso, cambios significativos en la porosidad y menos resistencia final (Marquez-Peñaranda et al., 2016).

Relacionando las propiedades del concreto, los resultados indican que los efectos del biodeterioro en relación entre fuerza y variaciones de peso se manifiestan en mayores pérdidas de peso y menor alteración en la resistencia, causado por la deposición de subproductos del biodeterioro dentro de la matriz del mortero. Debido al ataque bacteriano en las muestras en relación entre porosidad y resistencia, se asocia pérdida lenta de fuerza con mayor ganancia en la porosidad (Marquez-Peñaranda et al., 2016).

## **7.2. Técnicas y procedimiento para diagnóstico**

Se menciono anteriormente que el biodetrioro ataca a sistemas de alcantarillado, (Emilio Rendón Díaz Mirón, 2015) nombra tres criterios para diagnosticar el biodeterioro en drenajes.

- Medir pH ácido en las paredes de los pozos.
- Detectar bacterias neutrófilas de azufre en los tubos.
- Observar depositoss de azufre en las paredes de los pozos.

Para identificar la degradación del concreto debido al ataque biogénico del ácido sulfúrico, (Nasrazadani et al., 2016) realizaron una investigación en la que aplicaron espectroscopia infrarroja por transformada de Fourier (FTIR). Esta técnica logro identificar satisfactoriamente la degradación del concreto, considerándose como un método preciso, rápido y económico para investigar el ataque de sulfato. Por medio del diagnóstico que genera el método se puede tratar el concreto para evitar mayor extensión del deterioro.

Los autores recolectaron muestras microbianas de estructuras de puentes deterioradas en Texas, a partir de estas se produjeron cultivos microbianos.

Se realizaron muestras de mortero en forma de cilindro de 2.54 cm de alto y 1.27cm de diámetro, según los autores durante 6 meses las muestras se introdujeron a tres medios distintos a temperatura ambiente:

- 250 ml de cultivo mixto, cultivos con *Streptomyces* sp. y microbios de las muestras de concreto.
- 250 ml de medio de crecimiento, compuesto por tiosulfato de sodio pentahidratado, cloruro de amonio, hexahidrato de cloruro de magnesio, fosfato de potasio, dihidrogeno fosfato de potasio, dihidrogeno fosfato de potasio, cloruro ferrico anhidro y los microbios recolectados en las muestras de concreto.
- 250 ml de agua esterilizada.

Las muestras se prepararon y se analizaron con FTIR, se recolectaron 32 espectros comprendidos en la región  $4000-400\text{ cm}^{-1}$  (Nasrazadani et al., 2016).

El fundamento de la espectroscopia es la absorción de la radiación infrarroja por las moléculas, estas comienzan a vibrar de una determinada manera debido a la energía que suministra la luz infrarroja, al activarse, provocan la absorción de una determinada longitud de onda en la zona del espectro electromagnético correspondiente al infrarrojo. así, por medio de análisis de las longitudes de ondas absorbidas por el material, se detectan las moléculas presentes.(K, 2006). En la tabla 25 se muestran las asignaciones de las bandas de medidas.

**Tabla 25.** Picos asignados observados en los FTIR de las muestras.

Numero de onda (cm <sup>-1</sup> )	Asignación
650-660	SiO <sub>4</sub>
840-850	Al-O, Al-OH
855-878	V <sub>2</sub> de CO <sub>3</sub>
1000-1100	SiO <sub>2</sub>
1080-1200	SO <sub>4</sub>
1400-1500	CO <sub>3</sub>
1620-1625	Banda de agua
1640-1685	V <sub>2</sub> de H <sub>2</sub> O
2330-2370	SO <sub>4</sub>
2501-2550	CaCO <sub>3</sub>
3400-3500	H <sub>2</sub> O

*Nota:* tomada (Nasrazadani et al., 2016)

Del análisis de FTIR los componentes principales encontrados en concreto mayormente fue sulfato y en menor intensidad el sílice (Nasrazadani et al., 2016). En la tabla 26 se resumen los resultados del análisis. Para confirmar la banda de absorción de FTIR a ambientes que contienen azufre, se expusieron muestras de concreto a una solución de ácido sulfúrico diluido al 10%.

**Tabla 26.** Bandas de absorción en las muestras.

Muestra	Espectro FTIR
Concreto incubado en medio y concreto incubado en cultivo microbiano después de 4 meses	Picos alrededor de 1100-2350 cm <sup>-1</sup> correspondientes a sulfato se ven en ambos concretos.
Concreto incubado en medio y concreto incubado en cultivo microbiano después de 6 meses	Principales bandas de absorción de sulfato en torno a 1100-2350 cm <sup>-1</sup> solo se ven en el concreto incubado en cultivo microbiano.

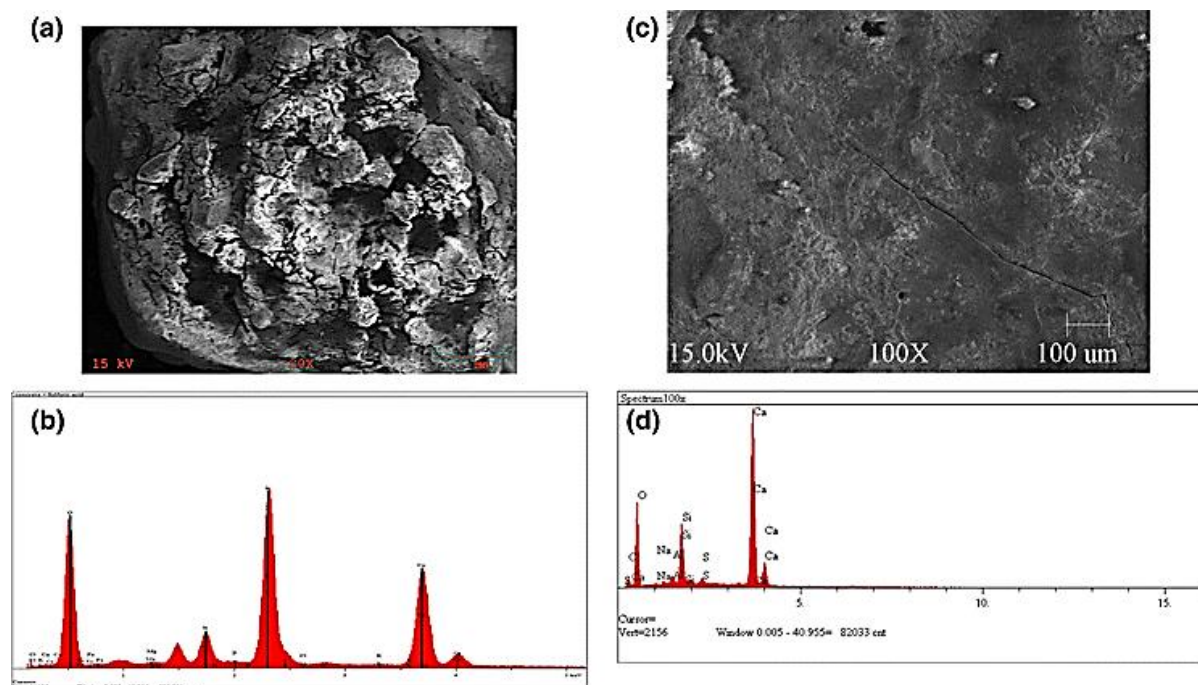
**Continuación tabla 26. Bandas de absorción en las muestras.**

Muestra	Espectro FTIR
Concreto en medio (espectro de control) y muestras 1,2 y 3 incubadas en concreto en cultivo puro de <i>Streptomyces</i> sp. aislado del cultivo enriquecido.	Las principales bandas de absorción de sulfato en torno a 1100 y 2350 $\text{cm}^{-1}$ , se observan en las muestras 1,2 y 3, mientras que en el control falta estos enlaces.
Muestra de concreto sumergido en solución de ácido sulfúrico sintético diluido al 10%	Las principales bandas de sulfato en torno a 1100 y 2350 $\text{cm}^{-1}$ .

*Nota* :Elaboración propia, información tomada de (Nasrazadani et al., 2016).

Como verificación del análisis FTIR se realizó análisis SEM (microscopia electrónica de barrido) y EDS (espectrometría de energía dispersa).

Por medio de la micrografía SEM se encontró yeso y etringita, debido a estos productos de expansión se observaron grietas (Nasrazadani et al., 2016). La figura 77 muestra la micrografía SEM realizada con su correspondiente espectro EDS de las muestras de concreto.



**Figura 77.** micrografía SEM de muestra de concreto expuesta a ácido sulfúrico diluido (a) y el espectro EDS correspondiente (b) concreto en medio que contiene microbios, 4 meses de exposición (c) y espectro EDS correspondiente (d). (Nasrazadani et al., 2016).



En la figura 78 se muestra micrografías de muestras de concreto expuestas al medio y expuestas al medio electrolítico que contiene microbios después de 4 y 6 meses, el concreto expuesto al medio electrolítico que contiene microbios mostro formación de una fase más porosa y pulverulenta a medida que aumenta el periodo de exposición, después de los 6 meses se generó una fase escamosa, que no muestro adherencia en el concreto (Nasrazadani et al., 2016).

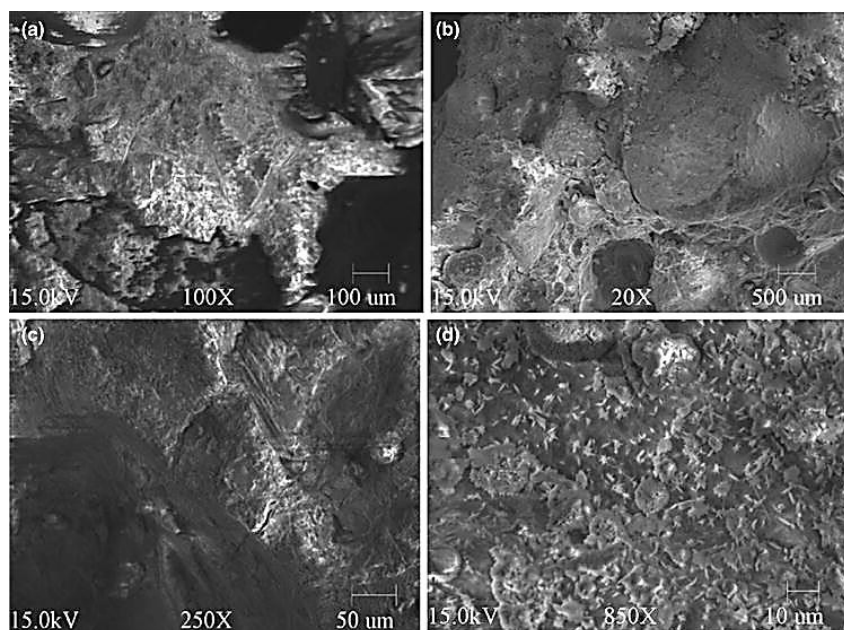


Figura 78. Micrografía SEM de muestras de concreto expuestas al medio después de 4 meses (a), 6 meses (b) y muestras de conereo expuestas al medio electrolitico que contiene microbios después de 4 meses (c) y 6 meses (d). (Nasrazadani et al., 2016).

El espectro EDS respectivo a las anteriores muestras se enseñan en la figura 79, se evidencia un pico de azufre, que indica la absorción de azufre de los electrolitos. También se utilizó mapeo de la microscopia electrónica de barrido en donde se observó una distribución uniforme de azufre en la muestra expuesta a microbios, el azufre indico que estaba presente donde se encontraba el oxígeno, con lo que se confirmó la presencia de sulfato en la muestra (Nasrazadani et al., 2016).

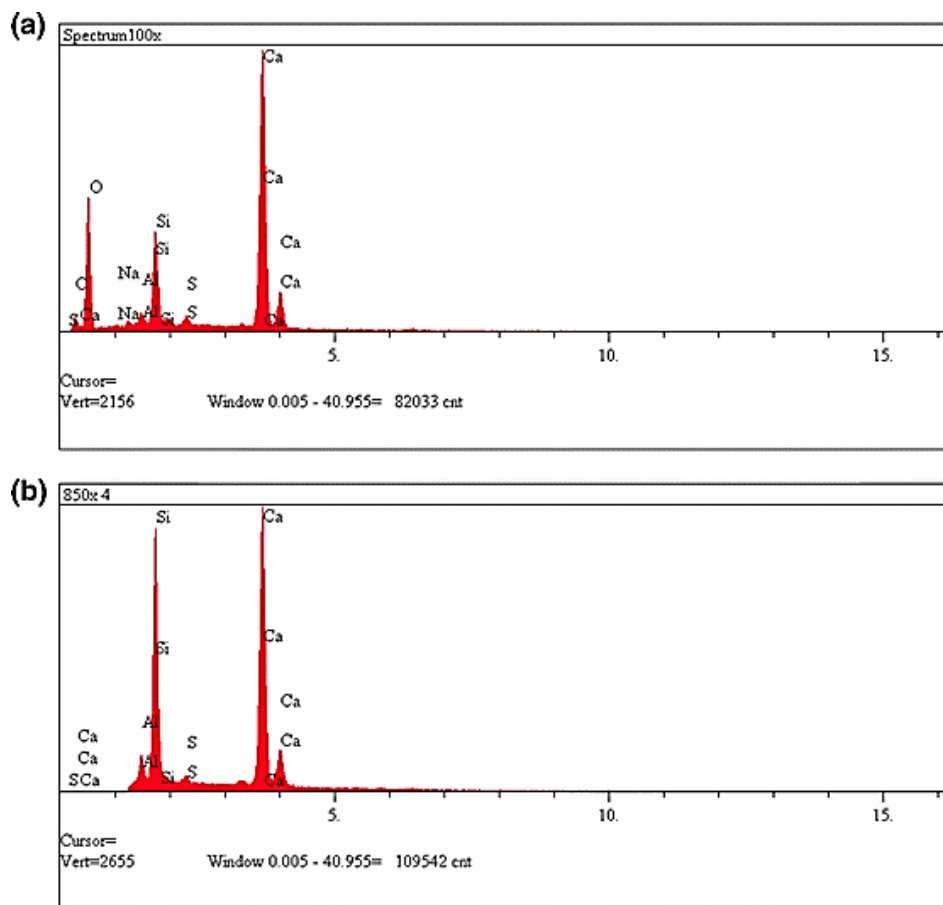


Figura 79. Espectros EDS de muestras de concreto expuestas a medio con microbios de 4 meses (a) y 6 meses (b). (Nasrazadani et al., 2016).

Estos resultados respaldan el análisis FTIR en las muestras expuestas a medios que contienen microbios, por tanto, el método FTIR es confiable para detectar el deterioro biogénico en el concreto (Nasrazadani et al., 2016).

### 7.3. Prevención, rehabilitación y mantenimiento

En (Noeiaghahi, Mukherjee, et al., 2017) se plantean dos estrategias de mitigación del BD, la primera es controlar los factores que facilitan la creación de un ambiente causativo, y la

segunda es modificar las características del material para mejorar su resistencia contra el biodeterioro.

La mejora de resistencia al biodeterioro en estructuras de concreto existente, consiste en recubrir la superficie con protectores y selladores como medida preventiva o para prolongar la vida útil de las estructuras parcialmente deterioradas, en la tabla 27 se muestran ejemplos de sistemas de recubrimientos para aumentar la resistencia al BD del concreto. Sin embargo, la resistencia, elasticidad y adhesión de los recubrimientos pueden ser afectados por la actividad microbiana (Noeiaghahi, Mukherjee, et al., 2017).

**Tabla 27.** *Ejemplos de sistemas de recubrimiento aplicados para aumentar la resistencia al biodeterioro del concreto.*

<b>Material de revestimiento</b>	<b>Observaciones</b>
Silano / siloxanos	Muy baja reducción de la resistencia a la compresión debida al ataque de sulfato en las muestras de hormigón recubiertas con silano / siloxano junto con una capa de acabado acrílico.
Polímeros basados en poliéster	Buena resistencia a la adherencia con superficie de concreto y buena capacidad para resistir la penetración de la solución ácida para muestras de concreto revestidas en húmedo.
Epoxy	Excelente durabilidad de los morteros recubiertos con epoxy después de una exposición de 60 días a T. ferrooxidans.
Epoxy reforzado con fibra de vidrio	Sin fallas de hasta 20 meses para concreto reforzado con epoxy en ambientes ácidos (solución de ácido sulfúrico al 3%).
Epoxy y poliuretano	Disminución de la absorción de agua en el concreto y excelente protección después de una inmersión de 60 días en una solución de ácido sulfúrico al 2.5% para muestras de mortero y concreto recubiertas con epoxy y poliuretano.

**Continuación Tabla 27.** *Ejemplos de sistemas de recubrimiento aplicados para aumentar la resistencia al biodeterioro del concreto.*

<b>Material de revestimiento</b>	<b>Observaciones</b>
Poliuretano	Reducción de la penetración de la solución y la ganancia de masa (menos del 2%) de muestras de hormigón revestidas de poliuretano y epoxi después de tres años de exposición a una solución de ácido sulfúrico al 3%.
Epoxi mezclado con óxido cuproso ( $\text{Cu}_2\text{O}$ ) y óxido de plata	Reducción de la generación de sulfuro para tuberías de concreto recubiertas de óxido cuproso y plateado en 92% y 99.9%, respectivamente después de 26 días de exposición a suspensión SRB (Desulfovibrio). No hay formación de capa de limo en la superficie interna de tubos revestidos de óxido de plata.
Epoxi que contiene zeolitas con funcionalidad de plata	Número reducido de población microbiana ( <i>Acidithiobacillus thiooxidans</i> ) y menor tasa de lixiviación de $\text{Ca}^{2+}$ y $\text{Si}^{4+}$ a partir de muestras de mortero recubierto.

*Nota:* tomada de (Noeiaghahi, Mukherjee, et al., 2017)

En estructuras nuevas se propone un concreto resistente a los microorganismos, modificando el diseño de mezcla. En la tabla 28 se resume los intentos de diseño de mezclas para generar un concreto resistente al biodeterioro. A pesar de su mejora en la resistencia al biodeterioro, la efectividad de los inhibidores es temporales y en altas proporciones que pueden afectar las propiedades estructurales del concreto, otra desventaja son los altos costos económicos y ambientales (Noeiaghahi, Mukherjee, et al., 2017).

**Tabla 28.** Resumen de los intentos de diseñar un nuevo concreto resistente al biodeterioro.

Método	Ejemplo	Observaciones
Hormigón resistente al ácido	Humo de sílice, metacaolín, ceniza volante baja en calcio	Aumento de la resistencia a los ácidos de la muestra de mortero mediante la adición de aditivos (0-10 % en peso) del orden de humo de sílice a metacaolín para cenizas volantes.
	Ceniza voladora	Aumento de la resistencia a los ácidos de la mezcla que contiene cemento Portland, humo de sílice y ceniza volante que las mezclas binarias que solo contienen humo de sílice.
	Polímero estireno acrílico de éster	Disminución de la tasa de liberación de $Ca^{2+}$ y menos pérdida de peso de concreto para especímenes de concreto modificado con polímeros.
	Éster estireno acrílico, acrílico, estireno butadieno y copolímero de vinilo	Menor liberación de $Ca^{2+}$ para muestras de concreto modificadas con éster acrílico de estireno y acrílico que las muestras modificadas con estireno butadieno y copolímero de vinilo cuando se exponen a suspensión microbiana de bacterias oxidantes de azufre.
	Tereftalato de polietileno	Reducción de la pérdida de peso de concreto modificado con polímero (15 % en peso) después de una exposición de 60 días a una solución de ácido sulfúrico al 5%.
Concreto antimicrobiano	Formiato de calcio	Completa inhibición del crecimiento de <i>Thiobacillus neapolitanus</i> , <i>Thiobacillus thiooxidans</i> y <i>T. ferrooxidans</i> después de la adición de 10 mM de formiato de calcio a los medios de cultivo.
	Isotiazolina / cabamate y nitrofurano	La actividad antifúngica dependiente de la dosis de morteros de cemento modificados con isotiazolina / cabamate contra <i>Aspergillus niger</i> . No tiene efecto inhibitor mediante la adición de nitrofurano, incluso hasta 5 % en peso.

**Continuación Tabla 28.** *Resumen de los intentos de diseñar un nuevo concreto resistente al biodeterioro.*

<b>Método</b>	<b>Ejemplo</b>	<b>Observaciones</b>
	Tungstato de metal níquel y calcio	Reducción significativa de la pérdida de peso de muestras de cemento suplementadas con 0,075% de níquel metálico y 0,0755 de tungstato de calcio después de dos años de exposición a la atmósfera del alcantarillado que contiene 28 ppm de H <sub>2</sub> S.
	Zeolitas que contienen iones de plata y cobre	Supresión Thiobacillus sp. a una dosificación óptima de 1 % en peso de aditivo antimicrobiano en hormigón colado.
	Zeolitas de plata / cobre, fibra antimicrobiana comercial	Mejor rendimiento antimicrobiano de las zeolitas plata / cobre que la fibra antimicrobiana para la inhibición de Escherichia coli, Listeria monocytogenes, Salmonella enterica y Staphylococcus aureus.
	ZnO, escoria de cobre, cloruro de amonio, bromuro de sodio, cloruro de cetil-metil-amonio, cenizas volantes	Inhibición óptima de las algas por adición de 20 % en peso de óxido de zinc y 20 % en peso de bromuro de sodio en pruebas de cribado a escala de laboratorio. Máximos efectos inhibidores en 20 % en peso de bromuro de sodio y 10 % en peso de bromuro de cetil-trimetilamonio bajo condiciones de campo.
	Dióxido de titanio	No hay crecimiento visible de algas (Chlorella vulgaris) en la superficie de TiO <sub>2</sub> comercial que contiene cemento después de 16 semanas de exposición a solución microbiana

*Nota:* tomada de (Noeiaghaei, Mukherjee, et al., 2017)

La otra alternativa de prevención del biodeterioro del concreto descrita por (Noeiaghaei, Mukherjee, et al., 2017) consiste en usar nanotecnología para prevención/ mitigación de BD. Los nanomateriales como nanopartículas de TiO<sub>2</sub> (Titania) y nanoplata se aplican para la protección

de materiales de construcción, la disminución del tamaño de partícula a escala nanométrica aumenta significativamente la relación superficie-volumen y por tanto da como resultado propiedades antimicrobianas, estas causan daño a los microorganismos en la membrana celular por contacto directo con las nanopartículas.

La aplicación de nanotecnología en nuevas estructuras se puede incorporar en la mezcla del concreto o como revestimiento de la estructura, se dificulta la producción de un concreto integrado con nanomateriales, debido a que no se logra una dispersión uniforme del nanomaterial en la matriz del concreto. En la investigación también se reporta otra técnica de mitigación del BD con uso de nanomateriales, se utiliza la encapsulación del inhibidor para la liberación controlada, se encapsulan agentes antimicrobianos con una cubierta sensible al pH y se adicionan a la mezcla de concreto, el proceso de protección inicia con la disolución de la cubierta de la capsula debido a la disminución de pH en el concreto, que libera el inhibidor contenido.

En estructuras existentes se aplican recubrimientos protectora para reducir la tasa de deterioro, la adición de nanomateriales en los recubrimientos reduce la permeabilidad para la humedad e impide la entrada de sustancias corrosivas, ampliando la durabilidad del concreto. Un nanotratamiento compatible con morteros a base de cemento, es el desarrollado de nanopartículas metálicas en matriz inorgánica a base de hidróxidos dobles en capas, conocidas como nanoarcillas (Noeiaghahi, Mukherjee, et al., 2017).

El objeto de adicionar inhibidores a la mezcla de concreto con el fin de obtener un concreto resistente a los microorganismos, no es del todo ventajoso, se puede mejorar la resistencia al biodeterioro, pero la efectividad solo es temporal y pueden afectar las propiedades del concreto, además son altos los costos económicos y ambientales. La liberación de nanomateriales

presenta riesgo potencial para la salud humana y ambiental (Noeiaghaei, Mukherjee, et al., 2017).

El estudio de los bactericidas como prevención del ataque de microorganismos en el concreto también fue investigado por (Kong, Zhang, & Fang, 2017), y estudian la aplicabilidad de bactericidas para prevenir la corrosión microbiana del concreto, incluyendo la trabajabilidad del concreto fresco, la resistencia del concreto endurecido y la composición mineral de los bactericidas en el concreto. Igualmente analizaron el efecto de los bactericidas en la corrosión microbiana del concreto, teniendo en cuenta la tasa de esterilización de las bacterias en aguas residuales, la tasa de retención de bacterias en el concreto y la cantidad de microbios vivos/muertos en la superficie del concreto.

En la práctica experimental realizaron con cinco tipos diferentes de bactericidas, en la tabla 31 se registran los tipos de bactericidas con sus respectivas especificaciones.

**Tabla 29.** *Índices físicos del bactericida.*

<b>Bactericida</b>	<b>Fórmula molecular</b>	<b>Apariencia</b>	<b>Densidad (g/cm<sup>3</sup>)</b>	<b>Solubilidad</b>	<b>Costo (Yuan/500 g)</b>
Bromuro de sodio	NaBr	Cristal blanco o polvo	3.203	Soluble	20
Tungstato de sodio	Na <sub>2</sub> WO <sub>4</sub>	Cristal blanco o polvo	3.23 -3.25	Soluble	120
Óxido de zinc	ZnO	Polvo blanco	5.606	Insoluble	15
Ftalocianina de cobre	C <sub>32</sub> H <sub>16</sub> CuN <sub>8</sub>	Polvo azul	1.34-1.46	Insoluble	25
Dodecil dimetil bencil cloruro de amonio	C <sub>21</sub> H <sub>38</sub> NCl	Líquido amarillo claro	0,98	Soluble	13

*Nota.* Tomada de (Kong et al., 2017)



Se elaboraron muestras de concreto cubicas de 150 mm de lado y con cuatro con contenidos diferentes de cada bactericida, 0.05%, 0.1%, 0.2% y 0.4% en peso de material cementoso. En la tabla 32 se muestra la dosificación del concreto.

La designación de cada uno de los concretos fue:

- BC: concreto de referencia
- SBC: bromuro de sodio
- STC: tungstato de sodio
- ZOC: oxido de zinc
- CPC: ftalocianina de cobre
- CDC: cloruro de dodecil dimetil

**Tabla 30.** *Dosificación de concreto de muestra*

<b>Material</b>	<b>Especificación</b>	<b>Cantidad</b>
Relación agua cemento	-	0.47
Cemento	Cemento portland ordinario	278 kg
Cenizas volantes	Clase I	64 kg
Agua	-	160 kg
Arena de rio	módulo de finura 2.8 y densidad aparente 2.61 g/cm <sup>3</sup>	687 kg
Agregado grueso	Piedra caliza peso específico de 2.64g/cm <sup>3</sup> y tamaño de partícula entre 5 y 20 mm	1154 kg
Superplastificante	policarboxílico	1.5 kg por metro cúbico

*Nota:* Elaboración propia, información tomada de (Kong et al., 2017)

Para el estudio del rendimiento del concreto, las muestras de concreto fresco con diferentes tipos y contenidos de bactericida se probaron por ASTM C143/ 143M-15a “Método de prueba estándar para asentamiento de concreto de cemento hidráulico” para analizar la trabajabilidad del concreto, según (Kong et al., 2017) de la prueba se obtuvieron las siguientes anotaciones:

- La caída inicial del concreto de referencia es de 100mm.
- El concreto con ftalocianina de cobre, logro mayor fluidez con contenido de 0.1%, obteniendo 13mm de caída inicial.
- En el concreto con oxido de zinc t cloruro de dodecil bencil amonio, con el aumento de contenido de bactericida disminuye la trabajabilidad del concreto, por tanto, la fluidez del concreto fresco es peor que el concreto de referencia.
- La adición de tungstato de sodio y bromuro de sodio al concreto, hacen que la fluidez del concreto fresco se peor.
- Se observo segregación y sangrado en el concreto que contenía 0.2% de bromuro de sodio.
- Durante las primeras 0.5 horas, la mezcla fresca con adición de bactericida no se vio afectada por perdida de asentamiento.
- Los concretos con bactericidas, excepto el bromuro de sodio, tuvieron poca perdida en el asentamiento en comparación con el concreto de referencia.

Siguiendo con el estudio de rendimiento del concreto, las muestras de concreto endurecido se ensayaron a los 7 días, 28 días y 56 días de edad, con el método normalizado para resistencia a la compresión de concreto (ASTM C39/C39M-17), del ensayo se obtuvieron las siguientes anotaciones de acuerdo con los autores:

- Los bactericidas tienen efectos adversos sobre la resistencia del concreto en excepción el concreto con adición de ftalocianina de cobre, el cual mostro aumento en la resistencia.
- Se observo disminución significativa en la resistencia de los concretos en diferentes edades que contenían 0.05% bromuro de sodio y tungstato de sodio.
- La resistencia a la compresión disminuye en el concreto a medida que aumenta el contenido de óxido de zinc en la muestra.
- El concreto con adición de cloruro de dodecil dimetil bencil amonio disminuyo la resistencia en el concreto, pero cuando el contenido es de 0.2% la resistencia permanece estable.

A las muestras sin y con bactericidas a los 28 días de edad se les realizo difracción con rayos x (XRD) con el fin de analizar la composición mineral de las muestras sobre la influencia a la resistencia a la corrosión (Kong et al., 2017) La figura 80 muestra difractograma XRD de los concreto. A continuación, son observaciones generadas a partir de los resultados.

- Los productos de hidratos son similares para los diferentes casos.
- Muy pocos cambios se presentaron en muestras con bromuro de sodio y tungstato de sodio.
- El concreto con ftalocianina de cobre mostro altura de pico de difracción de CH mayor que la del concreto de referencia, lo que explica mayor resistencia.

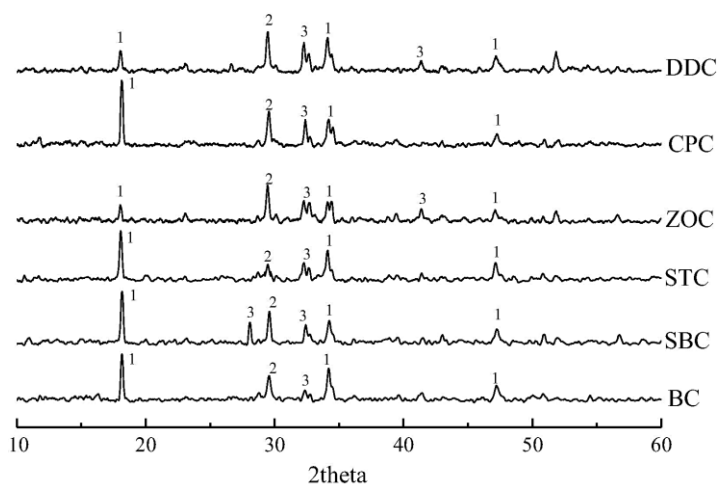


Figura 80. Patrón XRD de pasta de cemento que se mezcla con diferentes tipos de bactericidad. Cada número insertado en el difractograma representa una fase cristalina 1-  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ , 2-  $\text{C}_2$ , 3-  $\text{C}_3\text{S}$ . (Kong et al., 2017).

Para evaluar los efectos del bactericida en la corrosión microbiana del concreto se halló la tasa de esterilización de los bactericidas en aguas residuales artificiales intensificadas con una demanda química de oxígeno (DQO) de 6000 mg/L, este valor está por encima del generalmente encontrado en agua residuales urbanas que es entre 300 y 500 mg/L. el contenido de bactericida en el agua residual fue de 250 mg/L, a las muestras sin y con bactericida se les realizo secuenciación de ADN utilizando la técnica Miseq (Kong et al., 2017). En la tabla 33 se muestran los resultados con diferentes tipos de bactericidas.

**Tabla 31.** Resultados de secuenciación de ADN de la mezcla de aguas residuales con diferentes tipos de bactericidas.

Agua residual	Sin bactericida	NaBr	$\text{Na}_2\text{WO}_4$	ZnO	$\text{C}_{32}\text{H}_{16}\text{CuN}_8$	$\text{C}_{21}\text{H}_{38}\text{NCl}$
Cantidad	295467	69605	242277	114794	51436	100586
Especies	11850	5975	12350	9396	6421	8105

Nota: tomada de (Kong et al., 2017).

Al agregar el bactericida en el agua residual la cantidad de población microbiana se redujo, viéndose el mayor efecto en el agua residual con ftalocinina de cobre, que solo fue el 17.4% de la muestra de referencia sin bactericida. La especie microbiana de la muestra con tungstato de sodio fue mayor que la muestra de referencia, debido a que es un bactericida y un catalizador al mismo tiempo (Kong et al., 2017).

Los microorganismos dominantes presentes en el agua residual son: Bacteroidete, Proteobacteria, Firmicutes y Actiobacteria (Kong et al., 2017). En la tabla 32 se muestra la tasa de bactericida frente a los principales microorganismos presentes en el agua residual. La mejor tasa de esterilización fue en la muestra que contenía ftalocianina de cobre, el peor desempeño de los bactericidas en estudio fue el tungstato de sodio.

**Tabla 32.** Tasa bactericida de diferentes tipos de bactericidas para microorganismos principales en aguas residuales.

Especies de microbios	Tasa de bactericida (%)				
	NaBr	Na <sub>2</sub> WO <sub>4</sub>	ZnO	C <sub>32</sub> H <sub>16</sub> CuN <sub>8</sub>	C <sub>21</sub> H <sub>38</sub> NCl
Bacteroidetes	86.80	55.20	79.19	90.82	86.65
Proteobacterias	54.99	-88.81	7.72	64.35	31.37
Firmicutes	88.20	49.93	80.93	90.21	72.07
Actinomicetos	87.03	54.84	73.94	87.78	76.74

*Nota:* tomada de (Kong et al., 2017)

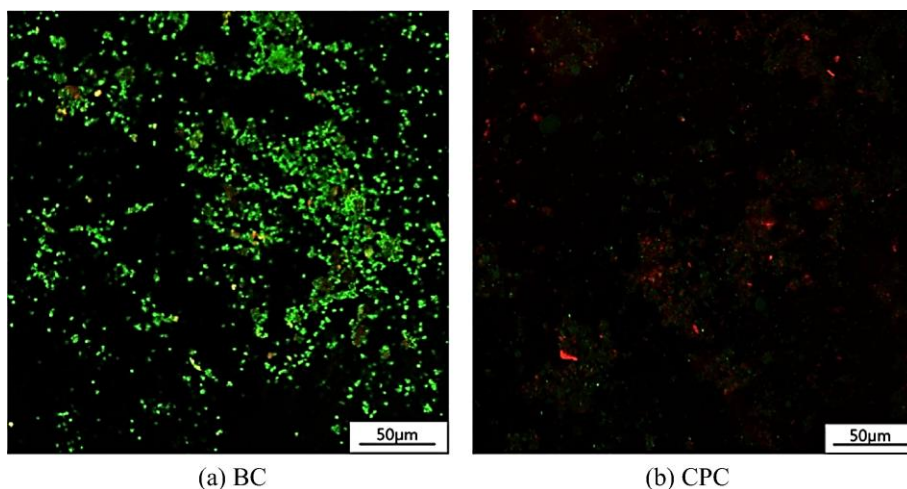
La función de los bactericidas en la corrosión antimicrobiana del concreto depende del efecto integrado de su tasa bactericida y tasa de retención en el concreto, por ello los autores analizaron muestras de concreto sin y con bactericida mediante plasma acoplado inducido (ICP) y cromatografía iónica, estas muestras de concreto con 0.1% de contenido de bactericida en peso de material cementoso, que se habían sumergido en aguas residuales artificiales por periodos de

7 días, 28 días, 90 días y 120 días, para calcular la tasa de retención a largo plazo de bactericidas en el concreto (Kong et al., 2017).

Las tasas de retención de bactericidas en las muestras después de 120 días sumergidas en agua residual artificial obtenida por los autores, fueron:

- Ftalocianina de cobre 99,94%
- Oxido de zinc 99,4%
- Cloruro de dodecil dimetil bencilamonio 97.43%
- Tungstato de sodio 92.00%
- Bromuro de sodio 87.14%

Se rasparon biopelículas de las muestras de concreto sin y con bactericida de ftalocianina de cobre, para determinar la viabilidad de las células bacterianas, las muestras se observaron bajo microscopio de escaneo laser confocal (CLSM), bajo la luz azul las células vivas se muestran verdes y las células muertas en rojo. En la figura 81 se puede ver los microbios vivos/ muertos en biopelículas.



*Figura 81.* Distribución de microbios vivos/muertos en biopelícula adheridos a la superficie del concreto en aguas residuales. (a) concreto de referencia. (b) concreto con ftalocianina de cobre. (Kong et al., 2017).

A partir de todos los resultados presentados en la investigación, se evidencia que la ftalocianina de cobre es un tipo de bactericida eficiente para prevenir la corrosión bacteriana en el concreto expuesto a aguas residuales (Kong et al., 2017)

Otro método encontrado en la literatura, involucra nanopartículas en el concreto con la función de inhibir microorganismos que causan el biodeterioro, (Noeiaghahi, Dhimi, & Mukherjee, 2017) realizaron un experimento para demostrar la eficiencia de las nanopartículas como inhibidor del crecimiento bacteriano de manera que sea un mecanismo de protección para mejorar la durabilidad del concreto.

Los agentes antimicrobianos utilizados fueron nanopartículas de óxido de zinc y plata con tamaño de partícula aproximadamente de 25-30 nm, y como bacterias modelos emplearon la *Bacillus cereus*, una bacteria gram positiva (capa gruesa de peptidoglicano en la pared celular) y la *Escherichia coli*, una bacteria gram negativa (capa delgada de peptidoglicano) (Noeiaghahi, Dhimi, et al., 2017). La metodología empleada por los autores para el experimento se muestra en la figura 82.

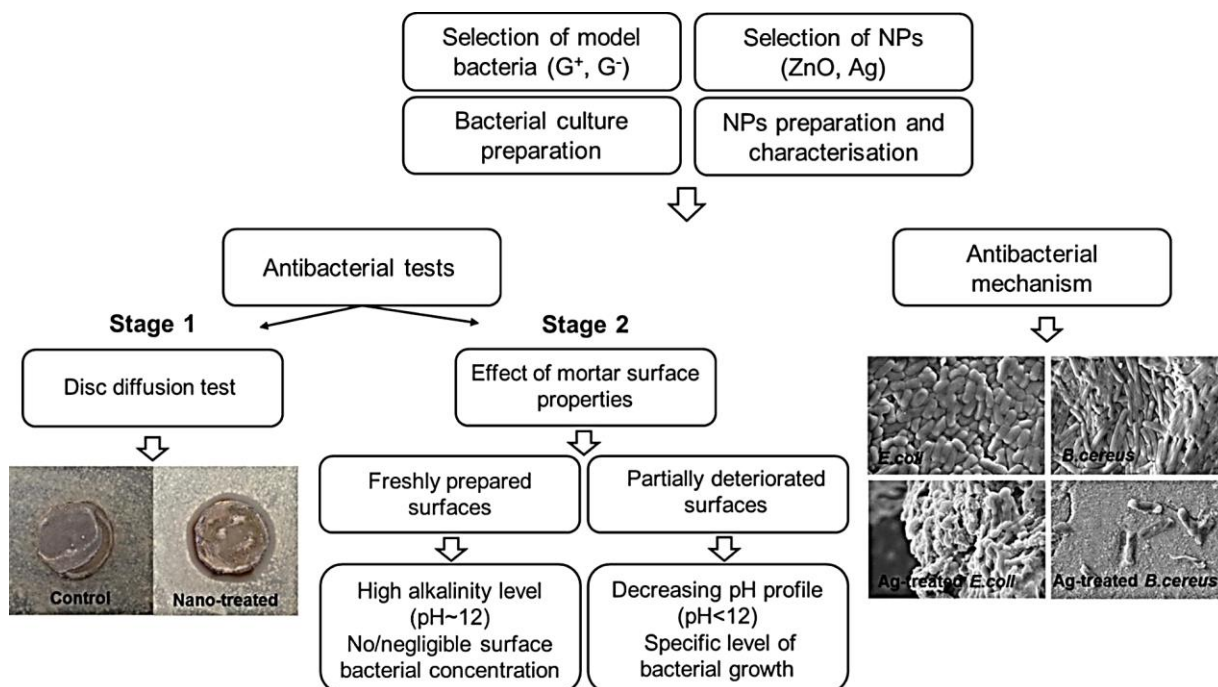


Figura 82. Representación esquemática de diferentes etapas involucradas en la evaluación de las propiedades antibacterianas de las superficies de mortero. (Noeiaghaei, Dhimi, et al., 2017)

A fin de garantizar un rendimiento constante a largo plazo las nanopartículas deben ser estables para evitar la agregación, ya que esta influye en la actividad antibacteriana de las NP (nanopartículas) al afectar el área de superficie de exposición, en consecuencia, afecta la dosificación de las NP (Noeiaghaei, Dhimi, et al., 2017).

Los autores midieron el tamaño hidrodinámico y el potencial zeta mediante dispersión dinámica de luz (DLS), a suspensiones de nanopartículas con diferentes pH y a diferentes concentraciones de partículas. Las características de la NP en suspensión:

- Suspensión de ZnO NP, preparada dispersando nanopulvos comerciales en agua destilada seguida de ultrasonidos.
- suspensión comercialmente estabilizada de Ag NP encapsulada en polivinilpirrolidona (PVP).



Como resultado se obtuvo que el diámetro hidrodinámico promedio de las NP ZnO disminuyó significativamente con las concentraciones decrecientes, en todos los valores de pH probados, mientras que las NP de Ag mostraron un tamaño de partícula relativamente estable. También se notó que el comportamiento de agregación depende de la dosis de las nanopartículas. El aumento de concentración inicial de NP de Ag no tuvo consecuencia en el tamaño de partícula, esta estabilidad es debido al encapsulado de PVP que evita la agregación de las partículas (Noeiaghahi, Dhimi, et al., 2017).

Luego de caracterizar las nanopartículas, se siguió con la metodología descrita para el experimento, en la figura 83 se muestra el esquema de la prueba de difusión realizada en la primera etapa, con esta prueba se controlaron visualmente el crecimiento de las bacterias modelos, la presencia o ausencia de crecimiento alrededor de los discos se usó como medida de la capacidad del compuesto para inhibir las bacterias. Las áreas claras alrededor de los discos se designaron como zonas de inhibición y se midieron con un calibrador digital (Noeiaghahi, Dhimi, et al., 2017)

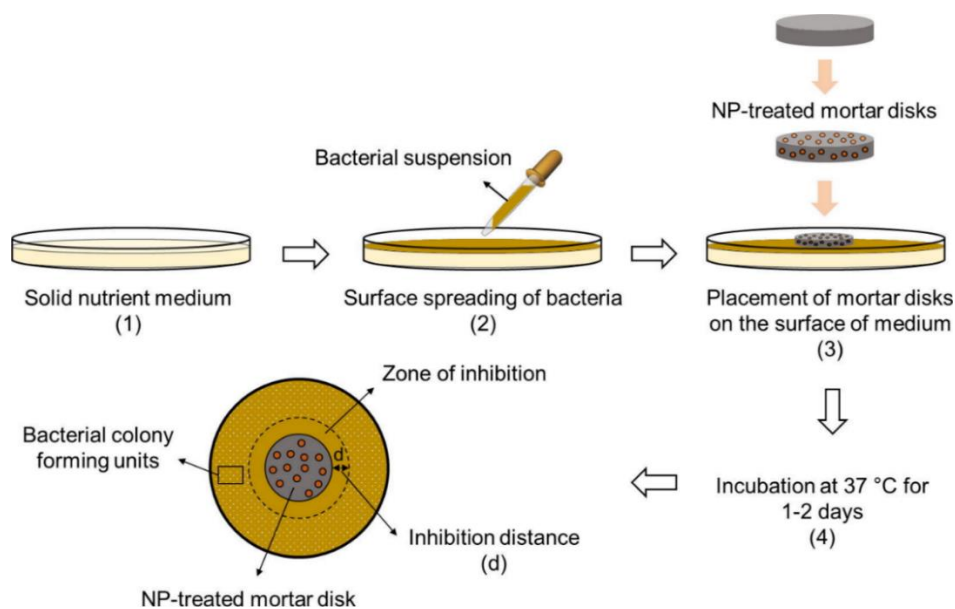


Figura 83. Representación esquemática de la prueba de difusión de disco para controlar la inhibición del crecimiento bacteriano alrededor de los discos de mortero tratados con NP (nanopartículas). (Noeiaghahi, Dhimi, et al., 2017).

Las dimensiones de los discos fueron de 24 mm de diámetro y 3 mm de espesor, la mezcla de mortero fue preparada con cemento portland, cenizas volantes bajas en calcio y arena silícea estándar con relación agua/cemento de 0.4. Los discos de mortero se recubrieron con una solución esterilizada de 5mg/ml de nanopartículas de ZnO y Ag, y se colocaron en las placas de agar. Las bacterias modelos se subcultivaron, las *B. cereus* en un caldo de nutrientes y las *E. coli* en caldo de Luria Bertani, y se extendieron 100  $\mu$ l del cultivo con concentración de  $5 \times 10^5$  UFC/ml de bacterias de prueba en las placas de agar.

En la figura 84 se muestra el efecto del inhibidor en los discos de mortero, las muestras de control (discos no tratados NE y NB) no presentaron zona clara de inhibición, y en la tabla 29 se resumen las medidas de distancia de inhibición (diferencias entre diámetros).

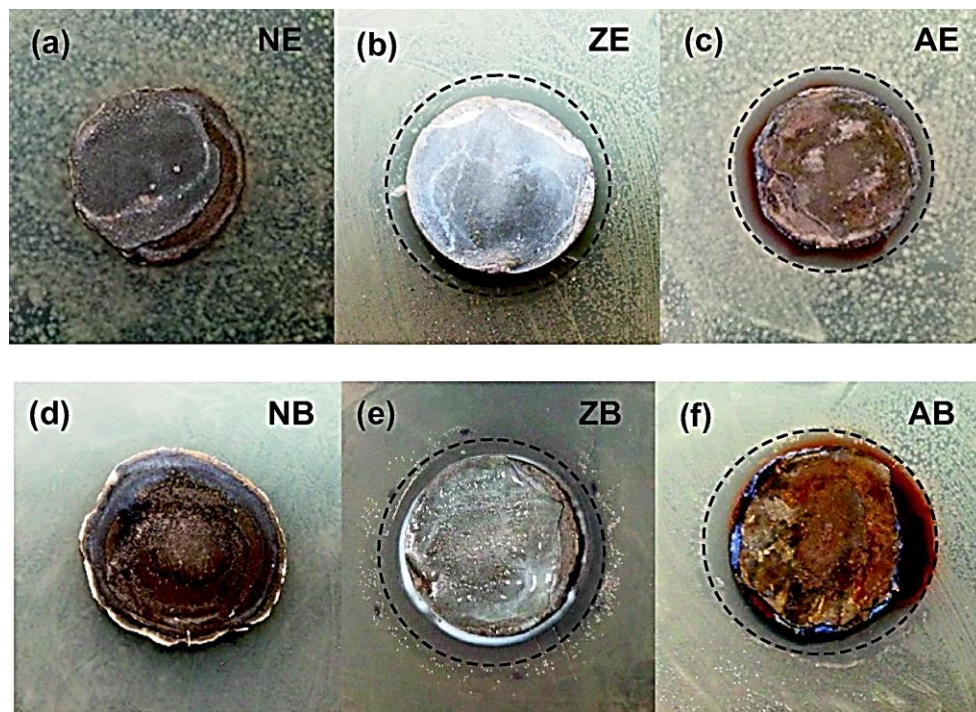


Figura 84. Efecto bactericida de los discos de mortero tratados con ZnO y Ag NP contra *B. cereus* y *E. coli* del ensayo en placa de agar. (Noeiaghahi, Dhimi, et al., 2017)

**Tabla 33.** Distancia de inhibición promedio (mm) contra aislados bacterianos seleccionados después del tratamiento con NP.

Identificación	Condición	Distancia de inhibición (mm)
ZE	E. Coli expuesta al disco tratado con ZnO	3.74
AE	E. Coli expuesta al disco tratado con Ag	5.10
ZB	B. cereus expuesta al disco tratado con ZnO	3.44
AB	B. cereus expuesta al disco tratado con Ag	4.76

Nota: tomada de (Noeiaghahi, Dhimi, et al., 2017)

Se evidencia mayor inhibición del crecimiento en presencia de NP de Ag, B. cereus mostro mayor resistencia contra las nanopartículas de plata que el E. coli, la eficiencia de las nanopartículas de plata se le atribuyo a su menor tamaño de partícula (Noeiaghahi, Dhimi, et al., 2017).

Con el objetivo de tener actividad antibacteriana eficiente, los autores determinaron la concentración mínima requerida de Np. Se incubaron durante 24 horas las bacterias E. coli y B. cereus con diferentes concentraciones de nanopartículas, 50 mg/l, 100 mg/l, 200 mg/l, y 250 mg/l. La figura 85. muestra el porcentaje de eficiencia de inhibición del crecimiento de las bacterias respecto a la concentración de nanopartículas.

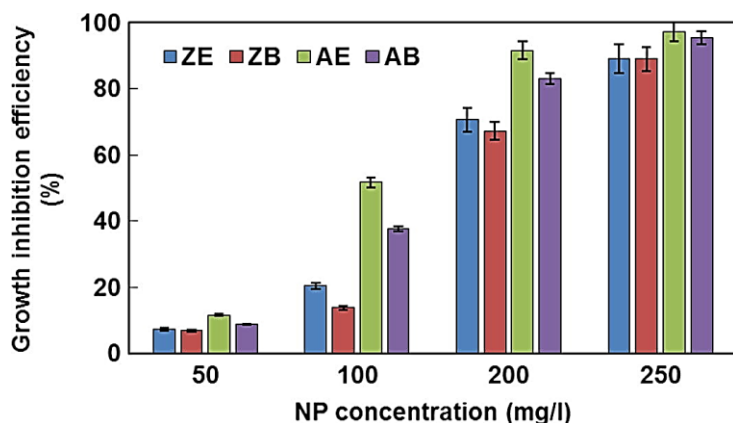


Figura 85. Eficiencia de inhibición del crecimiento de ZnO y Ag NPs contra aislamientos de E. coli y B. cereus. ZE: E. coli tratado con ZnO, ZB: B. cereus tratado con ZnO, AE: E. coli tratado con Ag, AB: B. cereus tratado con Ag. (Noeiaghahi, Dhimi, et al., 2017)

Se logro retrasar el crecimiento de ambos aislamientos bacterianos, con más del 65% de inhibición del crecimiento en ambas nanopartículas a concentraciones mayores de 200mg/l. Los aislamientos bacterianos con presencia de Np de Ag obtuvieron tasas de crecimiento más bajas, la E.coli fue más susceptible a Np de Ag en comparación con B. cereus, la baja resistencia de E. coli contra Ag se debe a la delgada capa de peptidoglucano en su pared celular. Se observo que el orden de reducción en la tasa de crecimiento bacteriano depende del tipo de bacteria, el tipo de nanopartícula y la concentración (Noeiaghahi, Dhimi, et al., 2017).

También se examinó el efecto de la alcalinidad superficial para lograr eficiencia de las nanopartículas a largo plazo. Los autores evaluaron el rendimiento antibacteriano de las nanopartículas a diferentes niveles de alcalinidad, en pH de 6, 9, 10 y 12, en una mezcla acuosa de mortero con 250 mg/l de ambas NP se midió el crecimiento bacteriano en ausencia y presencia de NP en un periodo de 144 horas.

En todos los valores de pH los aislamientos bacterianos marcaron crecimiento significativo.

Después de 6 horas de cultivo a un pH de 12 se limitó el crecimiento de E. coli, después de 10 horas no se observó más crecimiento (Noeiaghahi, Dhimi, et al., 2017).

Para B. cereus en pH de 12 se observó el mayor número de células viables. Al comienzo del cultivo de E. coli y B.cereus resulto una reducción significativa en el número de células viables después de 2 a 3 horas, excepto en B.cereus con pH de 12 en presencia de NP de ZnO. Se alcanzo inhibición completa de E.coli en todos los valores de pH con nanopartículas de plata que exhibieron mayor rendimiento en la eliminación del crecimiento en ambas bacterias (Noeiaghahi, Dhimi, et al., 2017).

La baja eficiencia de las nanopartículas de óxido de zinc fue por la formación de agregados y a la posterior pérdida de sitios de contacto con células NP.

El efecto de la densidad bacteriana superficial es otro factor influyente en la eficiencia del inhibidor bacteriano. Para validar la solución de inhibición bacteriana en estructuras de concreto existente y extender su periodo de vida, fue necesario que evaluaran el rendimiento de las nanopartículas como tratamiento en superficies de concreto parcialmente deterioradas, para el análisis se incubaron durante 144h cultivos bacterianos en mezclas de mortero inoculadas con 200 µl de *E. coli* y *B.cereus*, luego de que estos alcanzaron la fase logarítmica media del crecimiento bacteriano se agregaron 250 mg/l de la suspensión esterilizada de nanopartículas Ag o ZnO (Noeiaghahi, Dhimi, et al., 2017). En la tabla 30 se registran porcentajes de eficiencia de inhibición de las NP.

**Tabla 34.** Comparación entre las eficiencias de inhibición del crecimiento (%) de NP cuando se usa en una superficie de mortero recién preparada (F) o parcialmente deteriorada (D)

Tipo de NP	Tipo de bacterias	pH =12		pH =10		pH =9		pH =6	
		F	D	F	D	F	D	F	D
NPs de ZnO	<i>B. cereus</i>	7	12	62	29	60	25	60	31
	<i>E. coli</i>	100	100	66	55	67	55	68	59
NPs de Ag	<i>B. cereus</i>	63	52	69	53	71	55	66	55
	<i>E. coli</i>	100	100	100	100	100	100	100	100

*Nota:* tomada de (Noeiaghahi, Dhimi, et al., 2017)

Según los resultados, la disminución del pH de la mezcla no tuvo efecto significativo sobre el rendimiento de las nanopartículas de Ag y ZnO, aunque el comportamiento antibacteriano de las NPs de ZnO fue afectado por el pH de la mezcla y no se observó tendencia específica. También se notó que la eficiencia del inhibidor disminuyó a medida que la densidad de las células bacterianas aumentaba en la superficie.

En el experimento se logró inhibir completamente el crecimiento de *E. coli* y más del 60% de inhibición de *B. cereus* en presencia de nanopartículas de plata a una dosis del 0.5% en peso de cemento (Noeiaghahi, Dhimi, et al., 2017). Los autores afirman que los antimicrobianos con nanopartículas pueden ser una opción rentable a los biocidas convencionales para controlar la degradación bacteriana de los materiales cementosos.

Se analizaron los cambios morfológicos de las células bacterianas cultivadas en ausencia y presencia de 250 mg/l de nanopartículas, por medio de microscopía electrónica de barrido de emisión de campo (FE-SEM) con el fin de confirmar la actividad antibacteriana de las nanopartículas. Las figuras 86 y 87 muestran la morfología celular de *E. coli* y *B. cereus*.

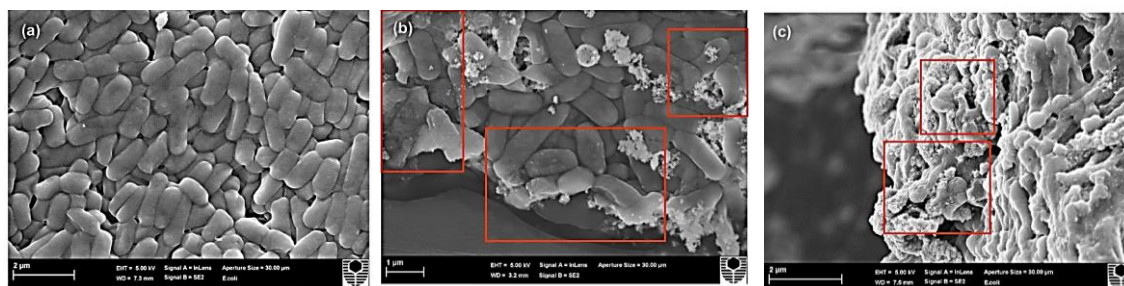


Figura 86. Morfología celular de *E. coli*. Sin tratamiento (a), tratada con NP de ZnO (b) y tratada con NP de Ag (c). (Noeiaghahi, Dhimi, et al., 2017)

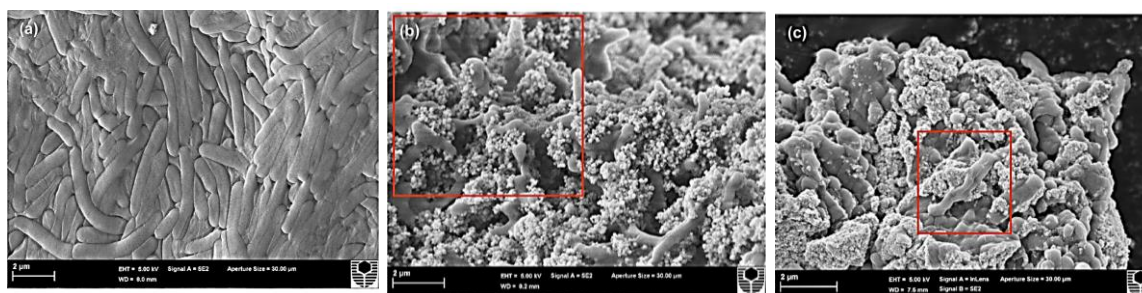


Figura 87. Morfología celular de *B. cereus*. Sin tratamiento (a), tratada con NP de ZnO (b) y tratada con NP de Ag (c). (Noeiaghahi, Dhimi, et al., 2017)

No se evidencio daño en las células sin tratamiento para ambas bacterias, se observó deterioro en la estructura celular de las bacterias que estaban tratadas con las nanopartículas, sin embargo, hubo ocasionalmente células intactas, esto fue más evidente en el caso de NP de ZnO y menos en el caso de NP de Ag (Noeiaghahi, Dhimi, et al., 2017).

En otro orden de ideas, las bacterias pueden generar beneficios al concreto. En el 2006 el holandés Henk Jonkers le surgió la idea de un bioconcreto, usando bacterias sintetizadoras de calcita dentro del concreto para reparar grietas y así impedir mayores daños (Barbero, 2015).

A los investigadores holandeses se les presentaron dos principales problemas, el primero fue escoger las bacterias que fueran capaces de vivir dentro de un ambiente altamente alcalino, el segundo fue el de alimentar las bacterias para que crezcan y produzcan la calcita, la solución para esto se basó en añadir a la mezcla de concreto cápsulas biodegradables de lactato de calcio que solo se abrirían en contacto con el agua (Barbero, 2015).

En (Vijay, Murmu, & Deo, 2017) se enfocan en investigaciones sobre las diversas formas de aplicación de las bacterias como agentes curativos, y describe las variaciones en algunas propiedades del concreto reforzado con respecto a la adición de bacterias.

La resistencia del concreto bacteriano será más que el concreto normal y la durabilidad puede aumentarse mediante un método biotecnológico basado en la precipitación de calcita (Vijay et al., 2017).

Además, los autores mencionan que, la adición de bacterias en el concreto de cascara de arroz puede aumentar las propiedades de resistencia debido a la precipitación de calcita en todas las edades del concreto reforzado, y que la resistencia del concreto de ceniza volante se puede aumentar agregando la bacteria *Sporosarcina Pasteurii* la cual reduce la porosidad y la permeabilidad. Por otro lado, la precipitación de calcita en las muestras de concreto por

encapsulación de hidrogel, capsulas y sistemas vasculares parecen ser hábiles para la auto curación en las actividades de construcción e investigaciones (Vijay et al., 2017).

Los efectos de las bacterias en la cinética de hidratación con la adición de polvo de esporas de bacterias en el concreto, es acelerar o retardar el tiempo de fraguado de concreto dependiendo de la fuente de calcio suministrada. La adición de lactato de calcio puede retrasar el tiempo de fraguado y en el caso contrario el formiato de calcio y el nitrato lo aceleran (Vijay et al., 2017).

Por otra parte, la resistencia del concreto ha mejorado mediante un método biológico basado en la precipitación de calcita. Las células microbianas alcanzaron una buena nutrición durante el periodo de curado inicial y existe la posibilidad de que crezcan lentamente y se acostumbren a las condiciones de alto pH en el periodo de curado. Esto da como resultado una menor porosidad y permeabilidad del mortero de cemento. A su debido tiempo las células se mueren después de que el flujo de nutrientes y oxígeno se detiene, y se convierten en endosporas, lo que explica el aumento de la resistencia a la compresión con células microbianas (Vijay et al., 2017).

Los autores también revelaron que la adición de bacterias *S. Pasteurii* en el concreto con cenizas volantes conduce a una disminución de la porosidad y la permeabilidad del concreto. Se encontró que la absorción de agua se redujo cuatro veces con una concentración de 105 células / ml de bacterias en el concreto.

Se encontró que la resistencia del concreto a la permeación de cloruro puede mejorarse al incluir bacterias en el concreto. Se observó que el número promedio de culombios a través del concreto con bacterias fue 11.7% menor en comparación con el concreto sin bacterias. Además, se observó que el uso de *Sparcious Pasteurii* y *Bacillus Subtilis* reduce la penetración del cloruro en el concreto; también mejora la tendencia de reducción de masa del concreto expuesto al



sulfato. De esta forma (Vijay et al., 2017) recomiendan que el uso del “concreto microbiano” puede ser un sellador de concreto alternativo y de alta calidad, que sea rentable y respetuoso con el medio ambiente y, en última instancia, mejore la durabilidad de los materiales de construcción.

(Xu & Wang, 2018) lograron desarrollar un nuevo tipo de soporte basado en material cementoso de baja alcalinidad el cual fue efectivo para preservar la actividad bacteriana, en 28 días se alcanzó cierre cercano al 100% de grietas hasta 417 $\mu$ m de espesor en el concreto microbiano.

Para el objetivo de la investigación se escogió la bacteria *Sporosarcina pasteurii* que, con una fuente de calcio y urea esta es capaz de precipitar calcita y solidificar arena (Wikipedia, 2020), aunque la bacteria es alcalina con formación de esporas sigue siendo vulnerable al ambiente altamente alcalino del concreto, por esto los investigadores desarrollaron un encapsulado protector de las bacterias mediante el uso de cemento de sulfoaluminato de calcio (Xu & Wang, 2018).

Con el fin de reducir aún más la alcalinidad del encapsulado, se añadió humo de sílice en una cantidad de 0%, 20% y 40% en masa del cemento de sulfoaluminato de calcio, la alcalinidad del material se midió mediante una sonda de pH (Xu & Wang, 2018). Los resultados en la figura 88 muestran que, para el OPC el pH fue de 12.8, en el CSC el pH fue de 11, el aumento de adición de humo de sílice de 20% a 40% no causó un efecto significativo en la reducción del pH, por tanto el material de encapsulación fue cemento de sulfoaluminato de calcio junto con un 20% de humo sílice (Xu & Wang, 2018).

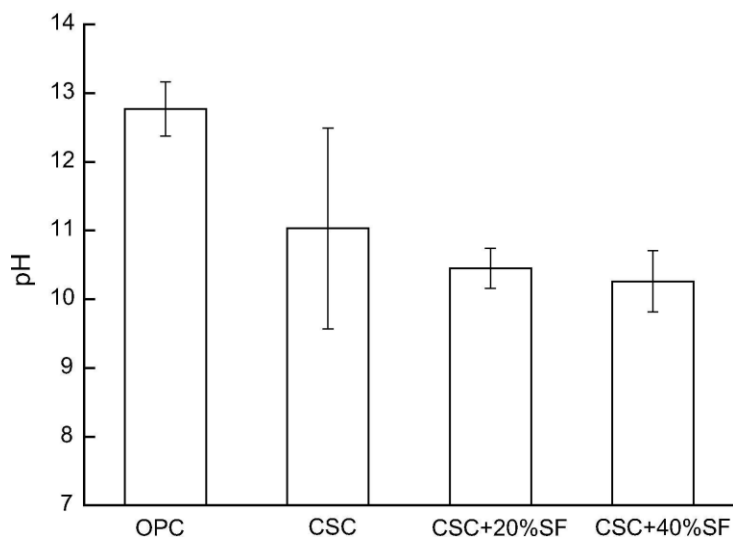


Figura 88. Valores de pH de la solución aglutinante para diferentes composiciones de materiales cementosos, OPC - cemento Portland ordinario; CSC - cemento de sulfoaluminato de calcio; SF - humo de sílice. (Xu & Wang, 2018)

Dentro del encapsulado de las esporas se incluyeron los nutrientes (peptona y extracto de carne) que son esenciales para la germinación de las esporas, debido a que materiales orgánicos aplicados directamente en el concreto ocasiona pérdida de resistencia en el concreto (Xu & Wang, 2018).

Los autores investigaron la influencia que tenía los nutrientes y las esporas bacterianas en la hidratación del cemento de sulfoaluminato de calcio, para el arreglo experimental se variaron las concentraciones de nutrientes en 0%, 1%, 1.5%, 2%, 3% y 4% en masa de cemento de sulfoaluminato de calcio, los resultados arrojaron un aumento insignificante en el tiempo de fraguado inicial y final, pero con concentraciones superiores al 3% se notó gran aumento en el tiempo de fraguado, en consecuencia se estableció que la adición de compuestos orgánicos fuera de 1,5% en masa de cemento sulfoaluminato de calcio. (Xu & Wang, 2018).

A partir de los resultados obtenidos anteriormente los investigadores realizaron cubos de 20mm con una mezcla de 10 g de cemento de sulfoaluminato de calcio y 2 g de humo de sílice con 5g de agua, luego incorporaron 1ml de suspensión de esporas bacterianas ( $10^9$  células/ml),

esto con el fin de encapsular y analizar la actividad de las esporas. De los cubos se obtuvo partículas de biopolvo con tamaño inferior a  $80\mu\text{m}$  (Xu & Wang, 2018)

Mediante SEM (microscopio electrónico de barrido) y LF-NMR (resonancia magnética nuclear de bajo campo) los autores estudiaron la morfología y las propiedades de los poros respectivamente, de las partículas de polvo de cemento sulfoaluminato de calcio con 20% de humo de sílice sin carga y partículas de polvo de encapsulado con bacterias. La figura 89 muestra las imágenes SEM de las partículas.

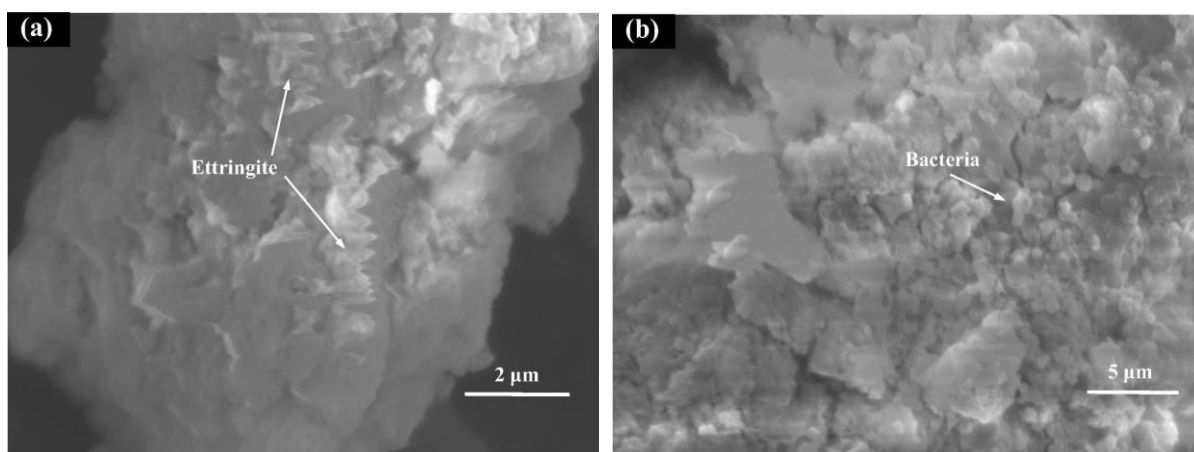


Figura 89. Micrografías SEM de partículas transportadoras, (a) sin encapsulación (b) encapsulado con bacterias. (Xu & Wang, 2018)

En las muestras sin carga se detectaron cristales producto de la hidratación como la etringita, después de la encapsulación se identificaron células bacterianas de tamaño de  $1\mu\text{m}$  en la estructura. Del análisis LF-RMN se encontró mayor porosidad en partículas de polvo encapsuladas con espora que las partículas de polvo sin carga (Xu & Wang, 2018).

La actividad bacteriana se evaluó por medio de la cantidad de urea descompuesta, esta fue medida por método colorimétrico y la densidad bacteriana se midió por el método conteo de placas (Xu & Wang, 2018). Se prepararon 5 series de muestras.

- Esporas
- Esporas tratadas con solución de pH alto
- Esporas encapsuladas
- Esporas encapsuladas tratadas con solución de pH alto.
- Polvo seco abiótico (control).

Se preparo una solución de poros de concreto con cemento portland ordinario y agua con relación w/c de 10, para simular pH alto en el entorno de las esporas con y sin encapsulado, 18 g de cada muestra se añadió a 100 ml de medio de crecimiento (5g peptona, 3 g de extracto de res y 20 g por litro de agua destilada). La cantidad de urea descompuesta se midió durante 10 días.

Los resultados en la figura 90 muestran que, en comparación con esporas libres resulto una pérdida de actividad bacteriana en la encapsulación de esporas por cemento de sulfoaluminato de calcio, justificado posiblemente por daños en algunas células durante el proceso de encapsulación, no obstante después de 5 días las células tuvieron un rápido crecimiento y aceleración en la descomposición de urea, lo que indico que la actividad bacteriana puede ser preservada por el portador durante un largo periodo (Xu & Wang, 2018).

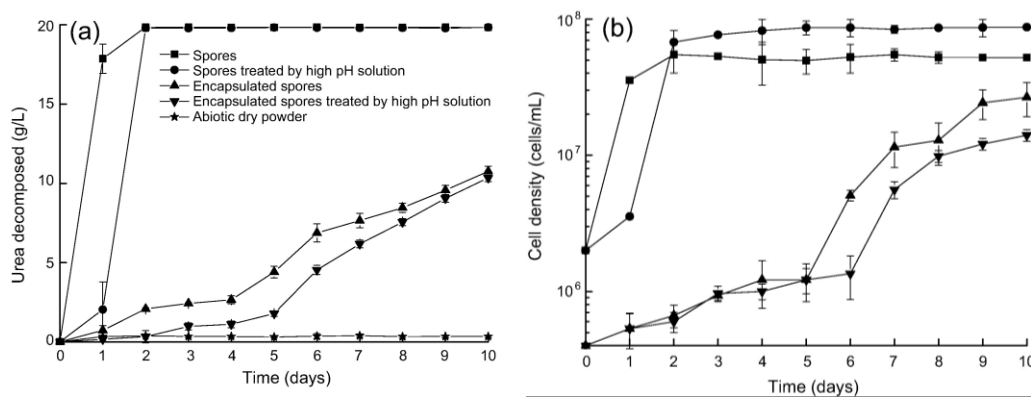


Figura 90. Actividad de esporas libres o esporas encapsuladas con y sin tratamiento por solución de poro simulada (a) degradación de urea, (b) densidad celular. (Xu & Wang, 2018)

La estructura porosa del encapsulado posibilitó la absorción de células bacterianas, esta absorción creó un microambiente favorable para las bacterias, aunque el encapsulado produjo pérdida en la actividad aerolítica y retraso en el crecimiento celular, el portador fue considerado porque proporciona protección potencial (Xu & Wang, 2018).

Para evaluar la compatibilidad entre el material de encapsulación y la matriz del concreto, los autores realizaron cubos de 50mm de tres diferentes morteros, en la tabla 35 se muestran las proporciones de mezcla, las muestras se curaron durante 27 días. Para cada serie se realizaron 5 especímenes.

**Tabla 35.** *Proporciones de mezcla para las muestras de mortero.*

Serie	Cemento (g)	Agua (g)	Arena (g)	Polvo seco encapsulado (g)	Nitrato de calcio (g)	Urea (g)	Fibra de basalto (g)	Agente reductor de agua (g)
Referencia	250	125	750	-	-	-	8.3	0.8
Control abiótico	250	125	750	12.5 <sup>a</sup>	1.5	2.5	8.3	1.0
Microbiano	250	125	750	12.5 <sup>b</sup>	1.5	2.5	8.3	1.0

**a.** se cargó un gramo de polvo seco con 5.5 mg de peptona y 3.3 mg de extracto de carne de res.

**b.** Se cargo un gramo de polvo seco con 5.5 mg de peptona, 3.3 mg de extracto de carne de res y  $10^7$  células de esporas

Nota: tomada de (Xu & Wang, 2018).

Se realizó prueba de resistencia a la compresión, después de la carga máxima, el desplazamiento final se controló cuando la carga se detuvo por esa única grieta que apareció en cualquier lado de la superficie, durante 4 semanas después del agrietamiento las muestras fueron sometidas a ciclos de húmedo-seco. La autocuración de grietas se analizó mediante un software de procesamiento de imágenes, a los 28 días de finalizar el tratamiento se evaluó el cierre de la grieta (Xu & Wang, 2018), en la figura 91 se muestran fotografías microscópicas antes y después de los 28 días incubación.

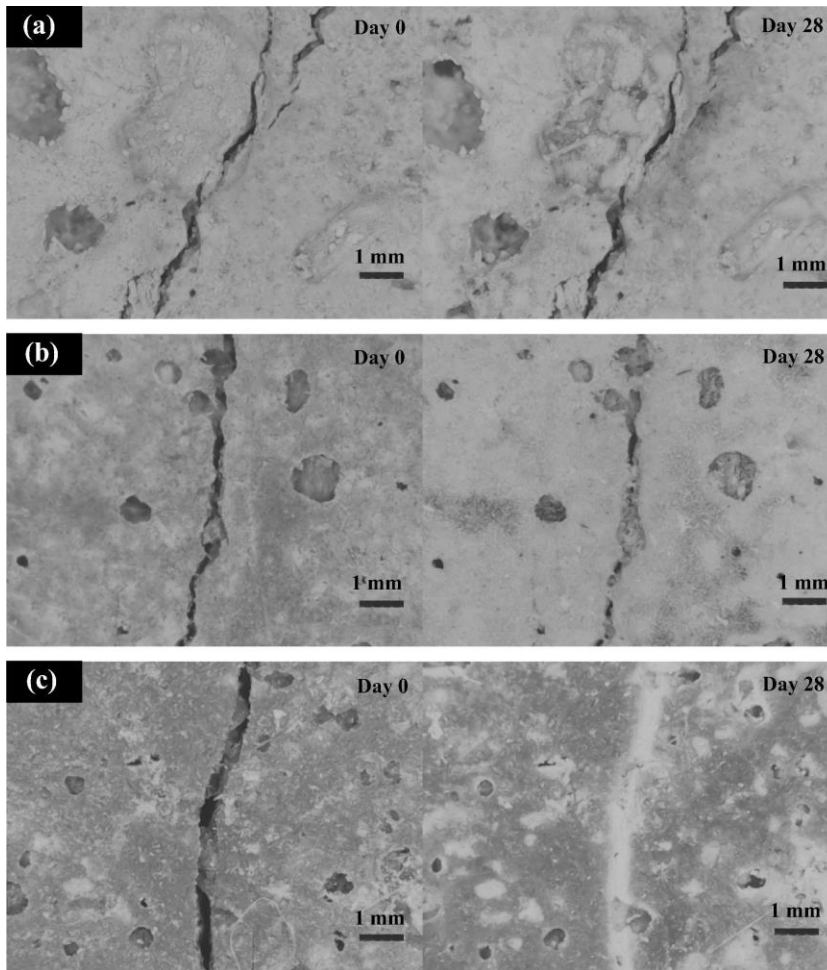


Figura 91. Fotomicrografías que muestran la curación de grietas antes y después de 28 días de incubación, (a) referencia; (b) control abiótico; (c) microbiana. (Xu & Wang, 2018).

Observaciones encontradas por (Xu & Wang, 2018):

- Muestra de referencia: casi no se produjo precipitación en las grietas.
- Muestra de control abiótico: en esta muestra que contenía nutrientes se halló pequeñas cantidades de precipitados.
- Muestra microbiana: las grietas en las muestras que contenían esporas y nutrientes se cerraron por completo, después de los 28 días de curación la superficie de la muestra se cubrió parcialmente de precipitados y algunos poros fueron rellenados por los depósitos.

Para estimar cuantitativamente la estanqueidad de las muestras antes del agrietamiento, después del agrietamiento y después de la curación los autores realizaron pruebas de succión capilar. La cantidad de agua absorbida para la serie microbiana después de la incubación fue casi igual a la cantidad de agua absorbida antes de la fisuración, a comparación con las otras series, las muestras microbianas mostraron la más alta relación de estanqueidad, siendo aproximadamente 95% (Xu & Wang, 2018).

También se realizaron pruebas de resistencia a la compresión antes y después de la curación, la primera carga de las muestras de las tres series fue similar, lo que indicó que la adición de material de encapsulación no causa deterioro en las propiedades mecánicas del concreto. Después de la incubación la mayor relación de recuperación de fuerza fue encontrada en los especímenes de la serie microbiana, esto corresponde a la casi completa curación de las grietas (Xu & Wang, 2018).

En la tabla 36 se resumen los resultados hallados en las especímenes de mortero, se muestra que no hay variación considerable en la resistencia a la compresión cuando se adiciona el material de encapsulación, los resultados presentados indican que el material de encapsulación hecho con cemento de sulfoaluminato de calcio es bastante compatible con el concreto (Xu & Wang, 2018).

**Tabla 36.** *Resumen de eficiencia de autocuración*

Serie	Ancho promedio de grietas curadas ( $\mu\text{m}$ )	Ancho máximo de grietas curadas ( $\mu\text{m}$ )	Ancho máximo de grietas curadas al 100% ( $\mu\text{m}$ )	porcentaje de cierre de grietas (%)	$S_{bc}$ ( $\text{g.cm}^{-2}.\text{min}^{-1/2}$ )	$S_{ac}$ ( $\text{g.cm}^{-2}.\text{min}^{-1/2}$ )	$S_{ah}$ ( $\text{g.cm}^{-2}.\text{min}^{-1/2}$ )	$r_s$ (%)	$R_f$ (MPa)	$R_{sh}$ (MPa)	$r_R$ (%)
Referencia	$36 \pm 4$	$56 \pm 4$	$28 \pm 3$	$6.5 \pm 2.2$	$0.004 \pm 0.001$	$0.044 \pm 0.001$	$0.019 \pm 0.001$	$63 \pm 4$	$45.4 \pm 3.1$	$16.8 \pm 3.3$	$37 \pm 5$
Control abiótico	$146 \pm 14$	$244 \pm 16$	$150 \pm 10$	$56.7 \pm 11.3$			$0.010 \pm 0.002$	$85 \pm 6$	$46.5 \pm 3.8$	$21.4 \pm 3.4$	$46 \pm 4$
Microbiano	$219 \pm 20$	$417 \pm 15$	$394 \pm 10$	$99.3 \pm 0.3$			$0.006 \pm 0.001$	$95 \pm 4$	$46.8 \pm 5.0$	$39.3 \pm 6.1$	$84 \pm 5$

Nota: tomada de (Xu & Wang, 2018)

Donde:

$S_{bc}$ , es el coeficiente de sorptividad antes del agrietamiento.

$S_{ac}$ , es el coeficiente de sorptividad después del agrietamiento.

$S_{ah}$ , es el coeficiente de sorptividad después de la curación.

$r_s$ , es la recuperación de la estanqueidad del agua.

$R_f$ , es la resistencia a la compresión en la primera carga.

$R_{sh}$ , es la resistencia a la compresión después de la autocuración.

$r_R$ , es la recuperación de la resistencia.



Se recogieron piezas de precipitados en las grietas de las muestras después de la incubación y se realizó análisis de difracción de rayos X (DRX) y espectroscopia de rayos X dispersa de energía (EDS) para caracterizar los precipitados (Xu & Wang, 2018). En la figura 92, se muestra micrografías SEM y del análisis EDS de los precipitados de cada una de las tres series.

Observaciones realizadas por los autores (Xu & Wang, 2018).

- Muestra de referencia: se encontraron productos de hidratación como portlandita y etringita, dentro de las grietas predominaron los minerales de portlandita y la fase gel C-S-H.
- Muestra de control abiótico: se observaron pequeños granos romboédricos con formación de calcita
- Muestra microbiana: Se encontraron cristales de  $\text{CaCO}_3$  más grandes en forma de calcita en las paredes de grietas. En comparación con la muestra de control abiótico, se notó mayor cantidad de cristales de calcita en las muestras microbianas, por tanto, se explica la mayor eficiencia en el cierre de las grietas.

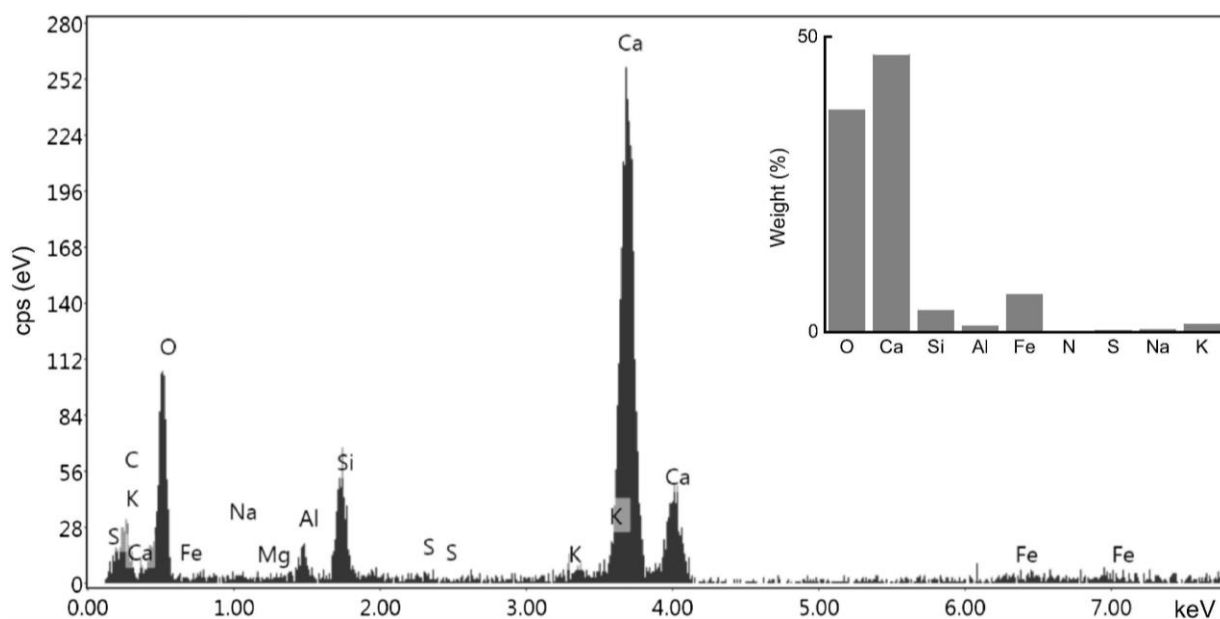
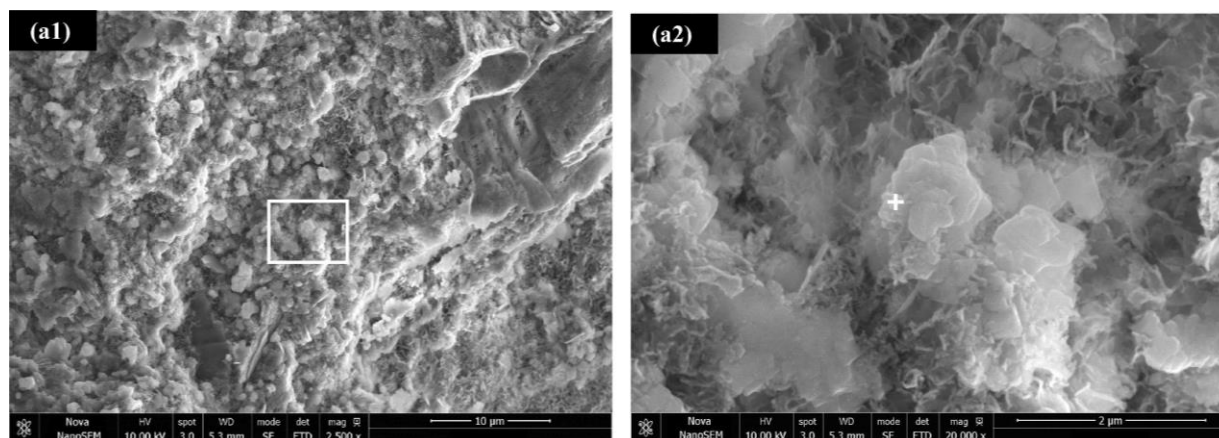
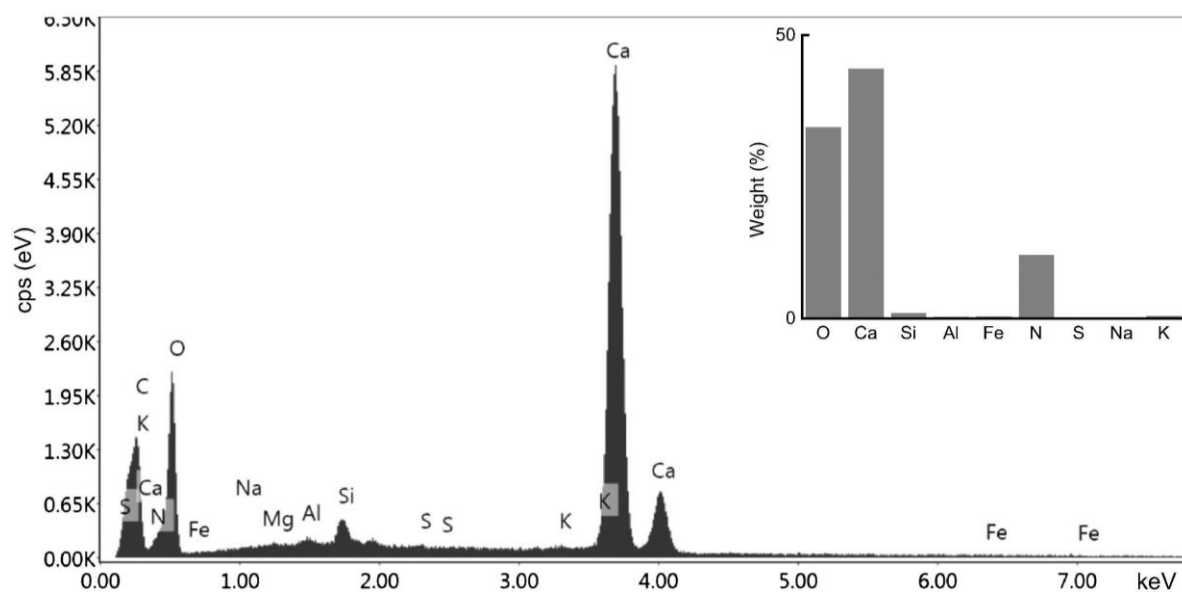
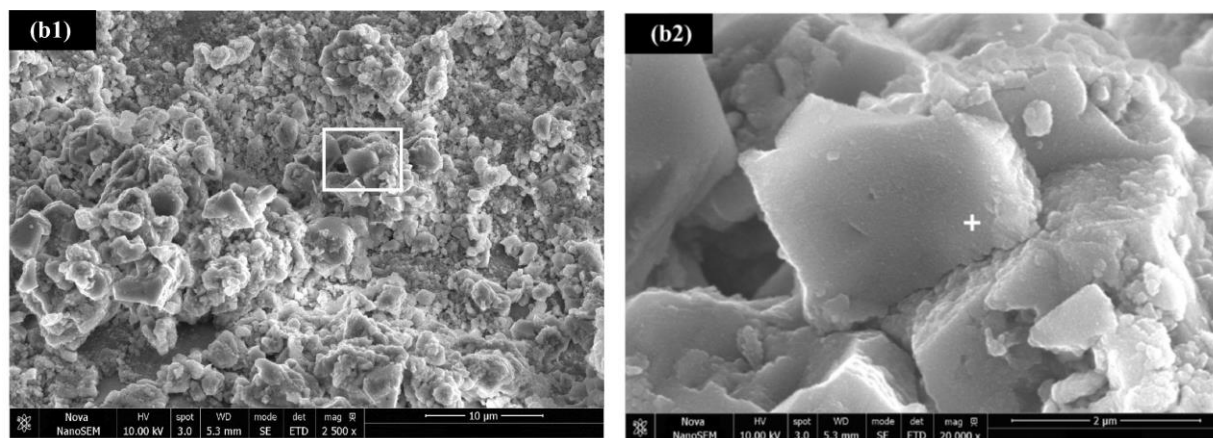
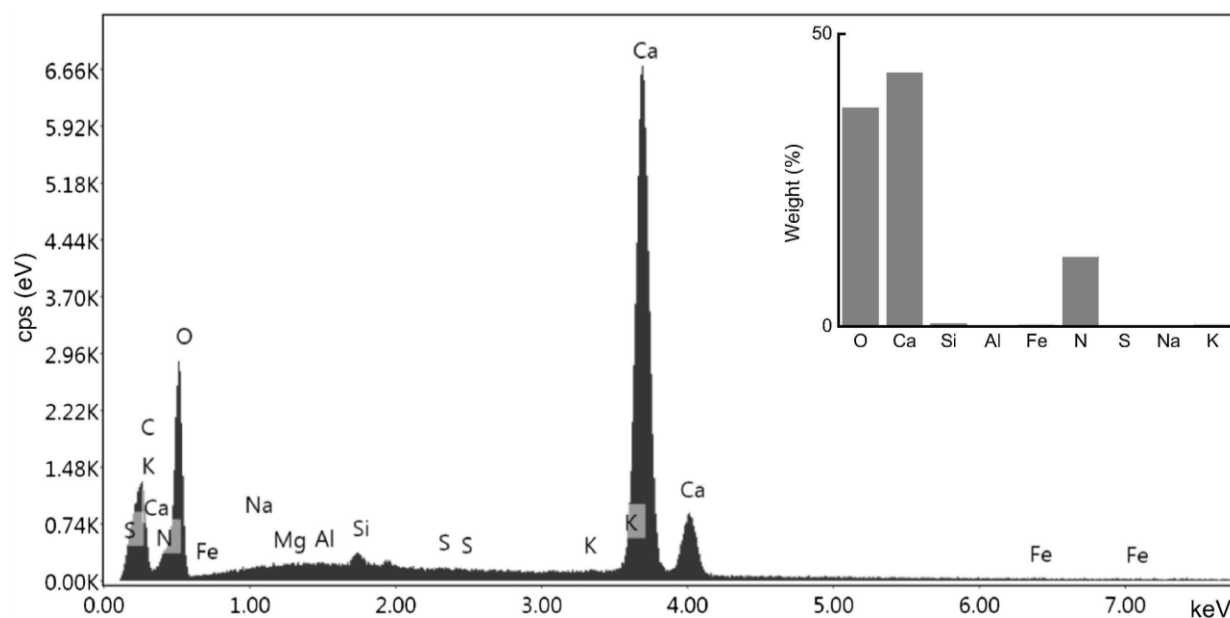
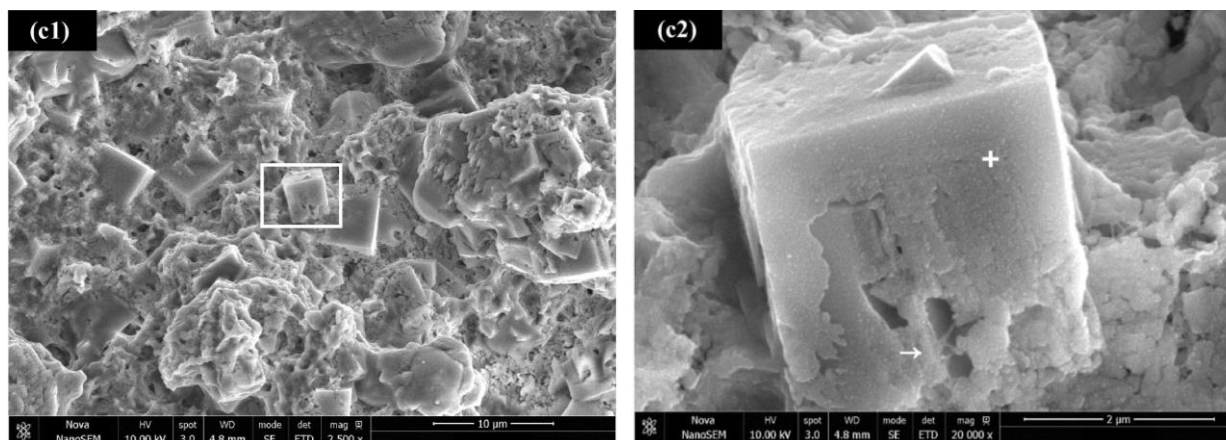


Figura 92. Micrografías SEM y análisis EDS de precipitados en la boca de la grieta después de 28 días de incubación, (a1) y (a2) referencia; (b1) y (b2) control abiótico; (c1) y (c2) microbiano, '□' muestra el área ampliada, muestra rastros de bacterias, '+' muestra los puntos analizados a través de EDS. (Xu & Wang, 2018)



Continuación figura 92. Micrografías SEM y análisis EDS de precipitados en la boca de la grieta después de 28 días de incubación, (a1) y (a2) referencia; (b1) y (b2) control abiótico; (c1) y (c2) microbiano, '□' muestra el área ampliada, 'x' muestra rastros de bacterias, '+' muestra los puntos analizados a través de EDS. (Xu & Wang, 2018)



Continuación figura 92. Micrografías SEM y análisis EDS de precipitados en la boca de la grieta después de 28 días de incubación, (a1) y (a2) referencia; (b1) y (b2) control abiótico; (c1) y (c2) microbiano, '□' muestra el área ampliada, '+' muestra rastros de bacterias, '+' muestra los puntos analizados a través de EDS. (Xu & Wang, 2018)

La curación microbiana se debió a la producción de iones de carbonato debido a la descomposición de urea que había en las paredes de las grietas, el cierre de la grietas se debió a la formación de  $\text{CaCO}_3$  (Xu & Wang, 2018).

## 8. Reacción Álcali – Agregado en el concreto

### 8.1. Causas.

La reacción álcali – agregado es una de las principales causas de las expansiones en estructuras de concreto reforzado. Como se mencionó anteriormente, en la sección 2.2, Su origen está dado principalmente por agregados con alto contenido de sílice reactiva que, al unirse con los álcalis del cemento de un alto nivel de alcalinidad y con una humedad relativa mínima del concreto del 80%, ocasionan una expansión al interior del concreto a nivel microscópico y macroscópico. Las expansiones generalmente originan tensiones internas, grietas y desplazamientos no recuperables que pueden alterar el funcionamiento normal de las estructuras. Las reacciones álcali agregado (RAA) engloban las reacciones álcali-sílice (ASR) y álcali-carbonato (ACR). (Melo, 2014)

Las reacciones expansivas son un fenómeno común en las presas de hormigón. En el año 2018 se publicó un estudio realizado por (Campos, López, Blanco, & Aguado) sobre el efecto de un ataque interno de sulfato y una reacción álcali agregado en una presa de concreto reforzado situada en el Pirineo al noreste de España.

La evolución del ISA en las presas de concreto reforzado depende de la concentración de oxígeno y la humedad, que varía de las caras aguas arriba a las aguas abajo. lo que conduce a deformaciones diferenciales y tensiones internas que son más altas en la cara inferior debido a la mayor concentración de oxígeno.(Campos, López, Blanco, & Aguado, 2018)

La presa estudiada fue construida entre 1968 y 1971, monitoreada por más de 25 años, presentando grietas de mapa, sombreado de ocre y desplazamientos significativos no recuperables como se observa en la figura 93. El objetivo de la investigación fue definir un diagnostico concluyente.

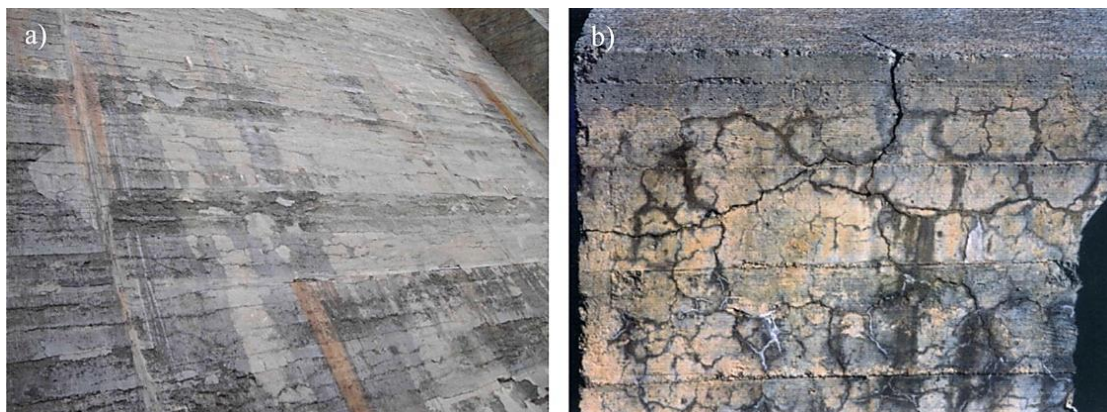


Figura 93. Mapa de grietas y sombreado de ocre: a) cara de abajo y b) elementos auxiliares. Campos, López, Blanco, & Aguado, 2018

La estructura presenta una forma recta en planta con una longitud de cresta de 102,4 m y una altura de 28,9 m, esta se divide en 7 bloques como se observa en la figura 94 y presenta una galería con capacidad de  $0.33 \text{ hm}^3$ .



Figura 94. Vista de la presa de aguas abajo. Campos, López, Blanco, & Aguado, 2018

En la construcción de la presa se confirmó la utilización de pizarra y filitas como agregados en la mezcla de concreto. Además, la instrumentación de la presa consistió en un sistema de péndulos que se complementó en 1981 con el equipo para medir desplazamientos verticales y

horizontales en la cresta de la presa y la galería. Los registros entre 1981 y 1986 permitieron detectar un comportamiento anormal. En la figura 95 se evidencia los desplazamientos hacia aguas arriba y su incremento con el paso de los años. (Campos et al., 2018)

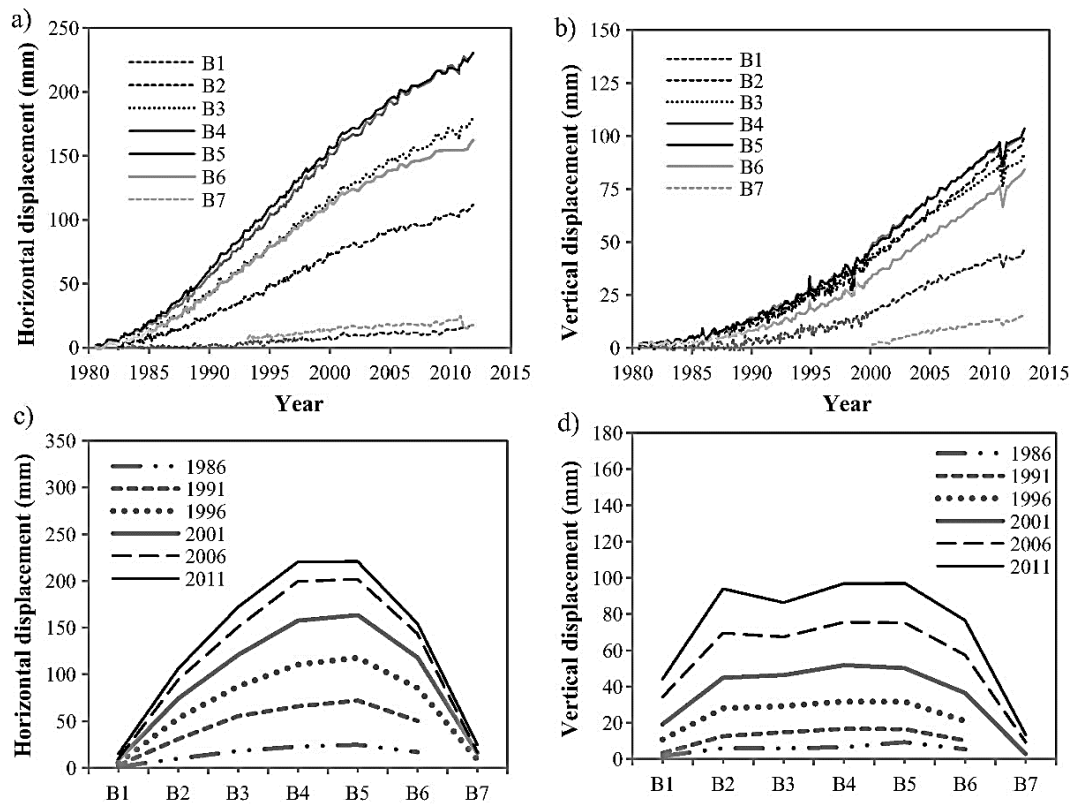


Figura 95. Evolución de: a) los desplazamientos horizontales y b) verticales en la cresta de la presa, c) los desplazamientos horizontales y d) verticales en cada bloque. (Campos et al., 2018)

Como se observa en la figura anterior, en el año 1993 el desplazamiento horizontal y vertical en la cresta de la presa en el bloque B5 fue de 82 mm y 18 mm, respectivamente, el aumento es significativo en comparación con los desplazamientos del año 2011, que fueron de 225 mm y 95 mm respectivamente. Las curvas también muestran desplazamientos cíclicos como resultado de las variaciones en la temperatura. (Campos et al., 2018)

Por esta razón se realizaron diferentes investigaciones en diferentes tiempos. La tabla 37 presenta el historial de las distintas investigaciones realizadas.

**Tabla 37.** *Historial de pruebas y diagnóstico en la presa de concreto reforzado.*

<b>Año de estudio</b>	<b>Pruebas</b>	<b>Resultados</b>	<b>Diagnóstico</b>
1987	Inspección visual, difracción de rayos X (DRX) y microscopia	Presencia de sulfuros de hierros en los agregados, etringita secundaria en la interfaz del agregado y la pasta de cemento y se encontró de forma aislada y en pequeñas cantidades un gel de reacción de agregado alcalino.	Se define el ataque interno de sulfato (ISA) como la principal causa de los desplazamientos en la presa debido a la oxidación de sulfuros de hierros presente en los agregados.
1993	Inspección visual, análisis químico,	Se confirma la presencia de sulfuros de hierro, particularmente phirrotite con concentraciones de sulfato de más o menos 1.98 %. Se encontró nuevamente cantidades de etringita.	Se sugirió nuevamente que la principal causa era un ISA y en esta ocasión se expone que podría superponerse la RAA con el ISA en algún momento.

*Nota:* elaboración propia, información tomada de (Campos et al., 2018)

Los estudios revelaron que los desplazamientos horizontales de la presa son causados por la expansión del concreto debido al ataque interno de sulfato. Este tipo de reacción expansiva requiere oxígeno, esto explica los desplazamientos en la cresta de la presa hacia aguas arriba. Sin embargo, esta reacción no justifica los desplazamientos registrados en la galería, que se encuentra en un nivel bajo. Tal ubicación implicaría alta humedad y bajo transporte de oxígeno. Además, los autores (Campos et al., 2018) consideran que los desplazamientos verticales en la cresta de la presa registrados en 2011 no pueden ser resultado de solo un ISA.

Por este motivo se realizó un estudio experimental en 2011, la hipótesis de los autores basados en la observación y el estudio del comportamiento de la presa en 25 años, es que coexisten dos reacciones expansivas: una de ellas global (RAA) y la otra (ISA) afecta la región



en contacto con el oxígeno. También consideraron que esta combinación puede ser la explicación a los altos desplazamientos horizontales registrados debido a ISA, la elevación de la galería y los altos desplazamientos verticales (95 mm) en la cresta de la presa se deben al RAA.

El estudio involucro la prueba de microscopia electrónica de barrido (SEM) que confirmó la presencia de las dos reacciones expansivas (ISA y RAA) en el concreto reforzado de la presa. La prueba se desarrolló en muestras extraídas de la estructura. Las imágenes revelaron la presencia de etringita asociada al ISA y el gel expansivo al RAA. La figura 96 muestra los cristales de etringita cubiertos por el gel, lo que indico que el gel se formó después de la etringita a un ritmo más lento.

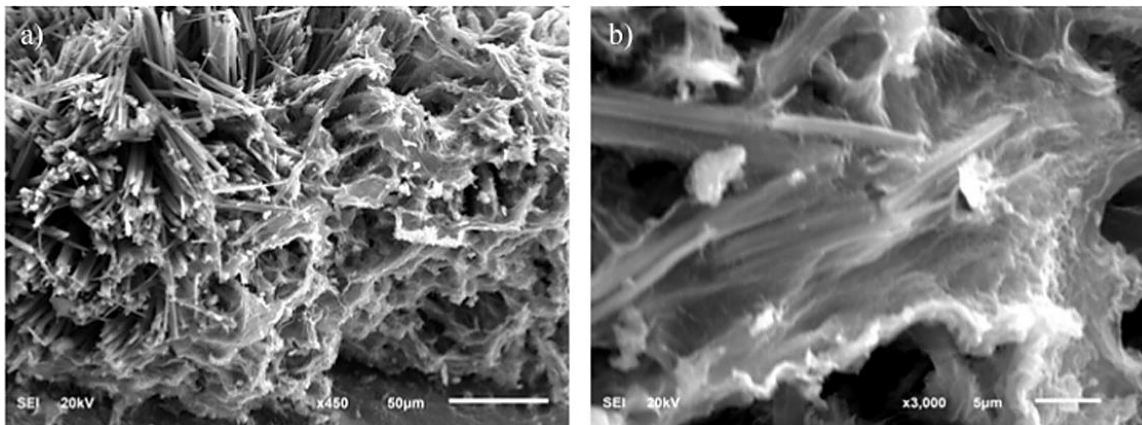


Figura 96. SEM de muestra extraída de la presa: a) cristales de etringita y gel de RAA, b) detalle del gel que cubre los cristales de etringita.(Campos et al., 2018)

Los resultados de los modelos de expansión debido al ISA indicaron que se desarrolló en un área cercana a la cara corriente abajo y sin ninguna señal de expansión en el interior de la presa. La figura 97 presenta una sección transversal del bloque 5 con la evolución de las expansiones debidas al ISA a lo largo del tiempo, suponiendo una deformación máxima de 6 mm/m.(Campos et al., 2018)

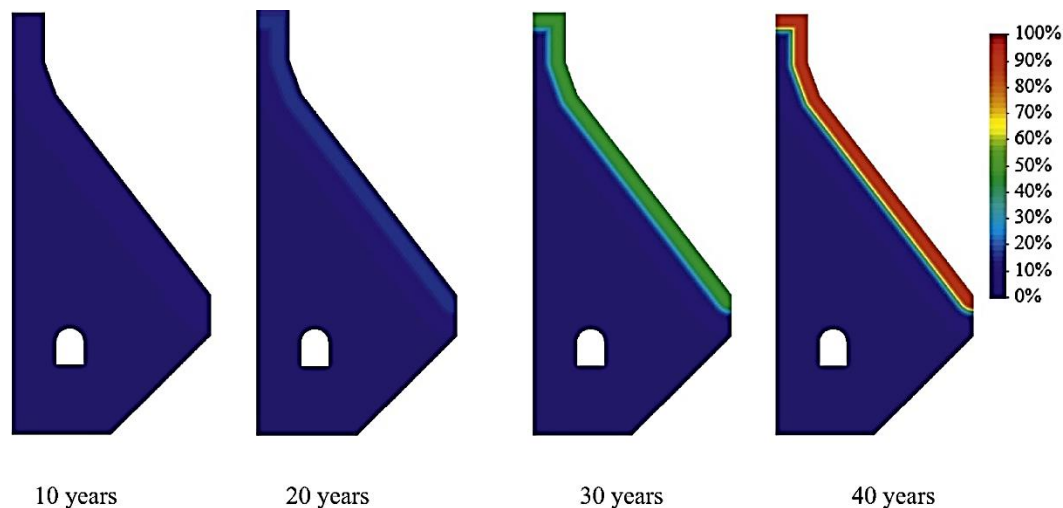


Figura 97. Evolución de las expansiones debidas a ISA (%). (Campos et al., 2018)

Para el cálculo de las expansiones debido al RAA se requirió un análisis térmico con el fin de determinar la temperatura mensual promedio. La deformación máxima se estableció en 2,8 mm /m. El resultado de los desplazamientos verticales en la galería calculados en el modelo son similares a los medidos en la presa. (Campos et al., 2018)

La figura 98 enseña la evolución en el tiempo de las expansiones debidas al RAA en la sección transversal del bloque 5, los resultados muestran que la expansión comienza en el área cercana a la cara corriente abajo debido a las temperaturas en el verano, esto acelera las reacciones y se desarrollan en la presa de manera más uniforme en comparación con el ISA, que es una reacción más localizada, además, los resultados indican un retraso en el desarrollo de la reacción en el área debajo de la galería.

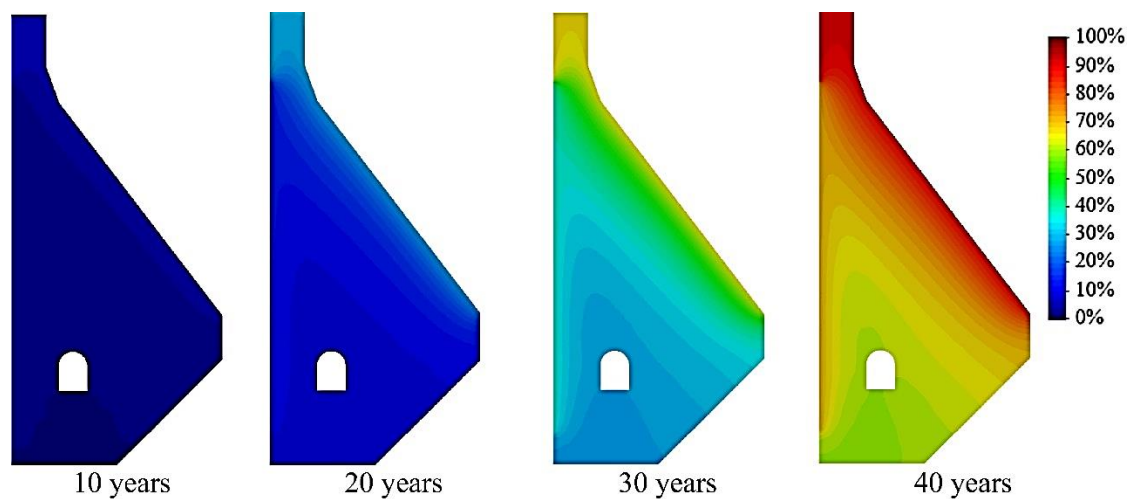


Figura 98. Evolución de las expansiones debidas a RAA (%). (Campos et al., 2018)

Los autores (Campos et al., 2018) presentaron la evolución de las expansiones de ambas reacciones (mm/m) en el bloque 5 mediante la modelación. La figura 99 enseña los resultados de forma gráfica.

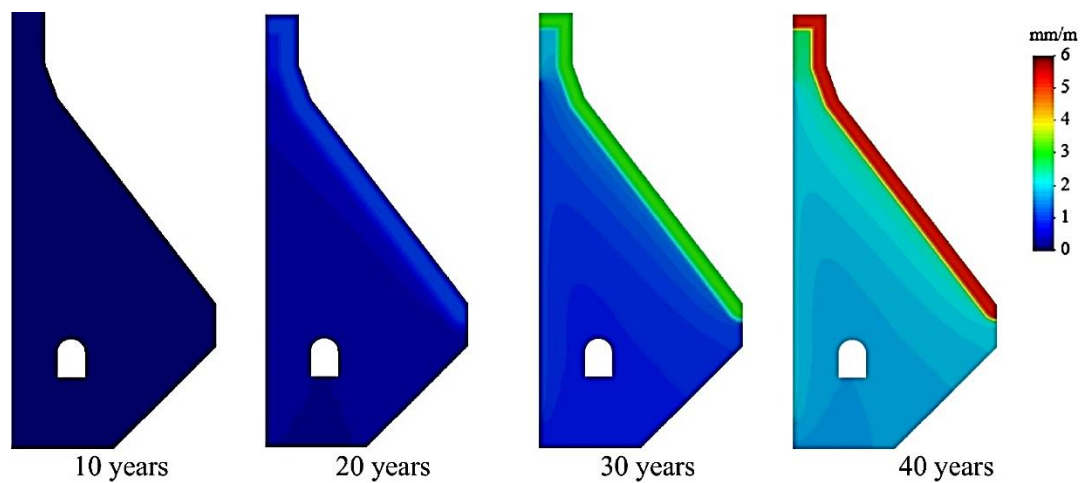


Figura 99. Evolución de las expansiones en el bloque 5 debido a ISA y RAA (mm/m). (Campos et al., 2018)

Los resultados indicaron que las primeras expansiones se ubicaron cerca de la cara descendente y que se debieron principalmente al ISA, mientras que las expansiones debido al RAA aparecieron más tarde y afectaron el resto de la presa.

La hipótesis de los autores referente a la implementación conjunta de ambas reacciones expansivas es, suponer que, la deformación predominante es la que genera la reacción más expansiva. Por esta razón, los productos de la reacción menos expansiva llenarían los vacíos y grietas causadas por la reacción más expansiva. (Campos et al., 2018)

Los estudios experimentales realizados en 1993 indicaron que solo se encontró pequeñas cantidades de gel de RAA en los núcleos extraídos de la presa. Los autores (Campos et al., 2018) atribuyen esta causa a la cinética de la reacción, El AAR es más lento y las expansiones son más pequeñas en términos de deformaciones. Esta reacción es la causa principal de los desplazamientos verticales detectados en 1995.

La figura 100 muestra registro fotográfico de dos puntos de acceso al sistema de péndulo, donde se puede observar la evolución de los desplazamientos horizontales con el paso del tiempo.



Figura 100. Puntos de acceso al sistema de péndulo: a y c) pozo 1 y pozo 2, respectivamente, en 1991, b y d) pozo 1 y pozo 2, respectivamente, en 2009. (Campos et al., 2018)

La evolución del agrietamiento horizontal con el tiempo también es consistente con lo que se observó en la presa. Como se muestra en la figura 100 a y c que enseña la fotografía de dos pozos del sistema de péndulo sin la presencia de grietas en 1991 (edad de la presa 20 años), y la figura 100 b y d, muestra los mismos pozos en 2009 presentando grietas significativas. (edad de la presa 38 años). (Campos et al., 2018)

Los reservorios son estructuras que también se ven afectadas por la reacción álcali agregado, ya que se exponen a un ambiente altamente agresivo por los cambios de temperatura y constante humedad. En el año 2016 se publicó la investigación realizada por Sollero y Bolorino, sobre la condición patológica de un reservorio de aguas residuales, con presencia de fugas y agrietamiento severo, según los autores, debido a reacciones expansivas del concreto y deterioro del sistema de protección.

El reservorio fue diseñado en 2003 y construido en 2004, tiene una capacidad de almacenamiento de 4300 m<sup>3</sup>. La estructura se encuentra medio enterrada y está compuesta por un muro, una viga en concreto reforzado, una losa inferior y una superior. Según las especificaciones del proyecto el reservorio cuenta con un diámetro interno de 20 m, una altura aproximada de 15,1 m, con 1,6 m enterrados. En la figura 101 a y b) se observa la estructura con una vista general y parcial, respectivamente del año 2013. Aparte en la figura 102 se observa los detalles de fisuración en la pared del embalse.(Sollero & Bolorino, 2016)

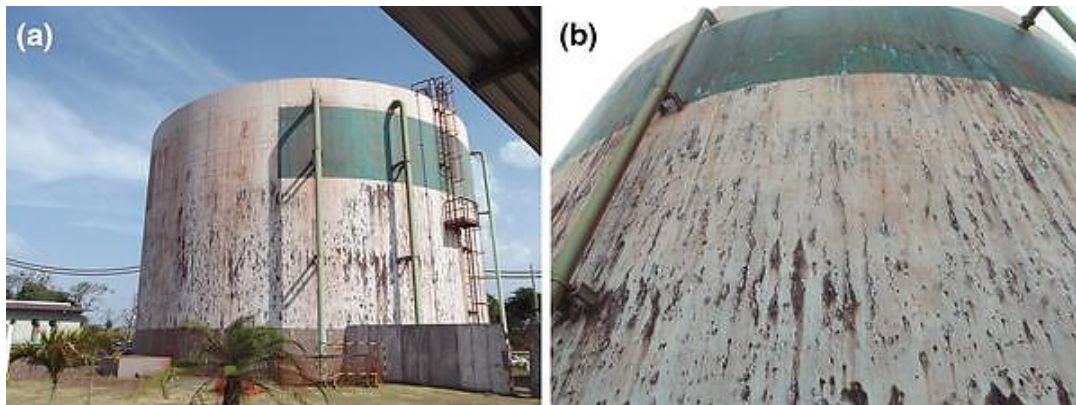


Figura 101. A) vista general, b) vista parcial del reservorio. 2013. (Sollero & Bolorino, 2016)



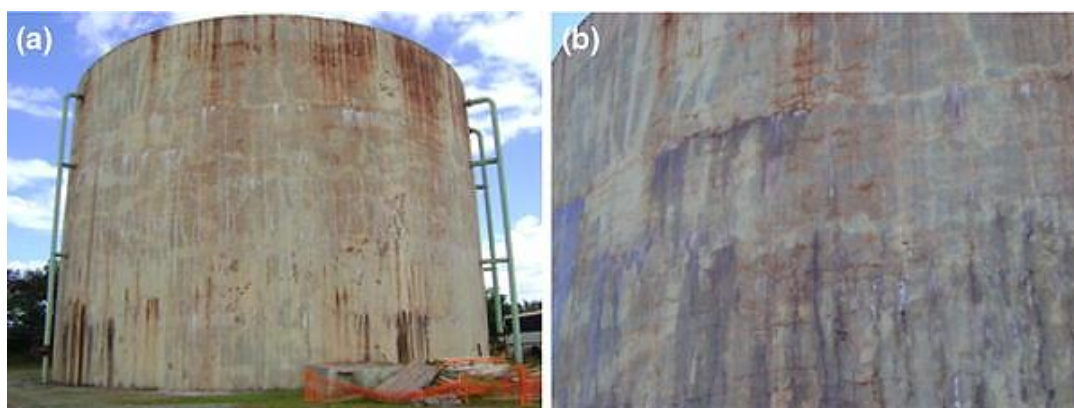
Figura 102. Detalles de la fisuración en la pared del reservorio. (Sollero & Bolorino, 2016)

En la tabla 38 se presenta el historial de la estructura, sobre anomalías, pruebas y técnicas de reparación aplicadas en el transcurso del tiempo.

**Tabla 38.** *Historial de pruebas y técnicas de reparación en el reservorio.*

<b>Tiempo</b>	<b>Diagnóstico</b>	<b>Tratamiento</b>
2004	Se observaron fugas y grietas justo después de la construcción del proyecto en 2004, según la información obtenida por el propietario, el reservorio entro en servicio en menos de 28 días, probablemente el curado fue deficiente.	Con el fin de remediar la falla de estanqueidad de la estructura, se realizó la impermeabilización con un manto de asfalto en la parte interna. Lo cual fue ineficiente, probablemente por la presencia de humedad durante su aplicación.
2009	Se realizó una inspección que evaluó las manifestaciones patológicas presentes en la estructura.	Se recomendó el reemplazo del sistema de impermeabilización. Las figuras 103 y 104 muestran el estado del reservorio en ese año.
2010	-	El reservorio recibió un revestimiento en el exterior: un imprimador a base de epoxi y un acabado de poliuretano

*Nota:* Elaboración propia, información tomada de (Sollero & Bolorino, 2016)



*Figura 103.* A) vista general, b) vista parcial del reservorio año 2009. (Sollero & Bolorino, 2016)



*Figura 104.* Detalles de la pared del reservorio presentando fisuración y filtración de agua. (Sollero & Bolorino, 2016)

En el año 2013 se realizó una nueva inspección táctil visual que dio como resultado la observación de una reacción de álcali agregado (RAA), las anomalías que se observaron fue la formación de ampollas en el recubrimiento, según los autores, debido a la acumulación de agua entre el recubrimiento y el reservorio, también observaron la formación de grietas y la exudación de un material blanquecino, posiblemente debido a la lixiviación de sales del concreto o de reacciones expansivas del material. Seguidamente los autores (Sollero & Bolorino, 2016) desarrollaron un estudio más detallado.


La investigación de la condición patológica del reservorio inicio con la historia de la estructura, seguidamente una inspección visual y registro de anomalías. La tabla 39 muestra los resultados de la inspección visual con apoyo fotográfico.



**Tabla 39.** Resultados de Inspección visual del reservorio.

Resultados de Inspección Visual	Registro fotográfico
<p>La estructura presento fisuración generalizada, con eflorescencia y concreciones, las grietas tienen una apertura máxima de 0,5 mm. En la cara superior de la viga se evidencio grietas transversales con distribución sistemática.</p>	<p>Punto de concreto segregado visualizado después de una eliminación parcial del recubrimiento.</p>
<p>Se descartó la corrosión de las barras de refuerzo, como causa de la desagregación del concreto. En todas las regiones analizadas, las barras se encontraban en buenas condiciones. Las manchas rojas en los puntos afectados por las infiltraciones no se consideraron como indicativo de óxidos o corrosión de las barras, ya que es similar a la coloración de las aguas residuales.</p>	 <p>Detalle de refuerzo embebido en el concreto.</p>
<p>Se observó la retención de agua entre la superficie de las paredes y el recubrimiento a base de epoxi y poliuretano. Esta es la causa de la formación de ampollas y el aspecto hinchado del concreto reforzado.</p>	
<p>Se observó la retención de agua entre la superficie de las paredes y el recubrimiento a base de epoxi y poliuretano. Esta es la causa de la formación de ampollas y el aspecto hinchado del concreto reforzado.</p>	<p>Detalle de la pared inmediatamente antes de a) y después del comienzo de perforación b), momento en el que se observa la percolación de agua atrapada entre el revestimiento y la estructura.</p>
	

**Continuación Tabla 39.** *Resultados de Inspección visual del reservorio.*

Resultados de Inspección Visual	Registro fotográfico
El área interna del reservorio no se inspeccionó porque no fue posible vaciarlo, sin embargo, se alcanzó a observar el límite de la impermeabilización de la estructura y el color del agua residual.	Límite de la impermeabilización interna, aproximadamente de 60 cm por debajo de la parte superior de la estructura. 

*Nota:* Elaboración propia, información tomada de (Sollero & Bolorino, 2016)

El tercer paso seguido de la inspección visual fueron los ensayos in situ, y la recolección de muestras para ensayos de laboratorio. La tabla 40 enseña las distintas pruebas tecnológicas desarrolladas y sus resultados.

**Tabla 40.** *Pruebas tecnológicas desarrolladas en el reservorio y sus resultados.*

Pruebas	Resultados
Determinación del espesor de la cubierta de hormigón y de la armadura por inducción magnética.	El 96,4% de los puntos analizados demostraron estar de acuerdo con las especificaciones de diseño y la norma actual (4 cm) [ 17 ]
Determinación de la profundidad de carbonatación del hormigón.	El 100% de las manchas analizadas no presentaron evidencia de carbonatación.
Determinación del potencial eléctrico de corrosión del corrugado.	El 100% de las manchas analizadas mostraron una probabilidad de corrosión inferior al 10% según los parámetros de Cánovas [ 4 ]
Determinación del contenido de cloruro en relación con la masa de cemento.	El 100% de las manchas presentaron contenido de cloruro dentro de los límites reglamentarios vigentes, en el momento de la inspección [ 15 ], que van del 0,01 al 0,02%.

**Continuación Tabla 40.** Pruebas tecnológicas desarrolladas en el reservorio y sus resultados.

<b>Pruebas</b>	<b>Resultados</b>
Determinación de la absorción de agua por inmersión y ebullición.	El 100% de las muestras muestra calidad y absorción promedio según los parámetros de CEB-FIB [ 16 ]
Determinación de la relación de vacíos después de la saturación y la ebullición.	El 100% de las muestras muestra buena calidad y compacidad dentro de los parámetros de CEB-FIB [ 16 ]
Determinación de la resistencia a la compresión axial del hormigón.	El 100% de las muestras tiene una resistencia mayor que la especificación de diseño (30 MPa) que varía de 43.1 a 70.5 MPa (resistencia promedio de $58.2 \pm 9.2$ MPa)
Determinación del módulo de elasticidad	El módulo de elasticidad secante efectivo demostró ser un 5% más bajo que el módulo estimado según las especificaciones de ABNT NBR 6118 [ 17 ]
Caracterización de reacciones expansivas (microscopía estereoscópica, óptica y microscopía electrónica).	Bordes de reacción visibles a simple vista. Deposición de material blanquecino en la superficie de desprendimiento del agregado. Agregado grueso potencialmente reactivo, que favorece la aparición de reacciones de silicato alcalino. Presencia de cuarzo con extinción ondulada y cuarzo micro granular recristalizado localmente en el agregado grueso Presencia de cristales aciculares de ettringita en los poros de hormigón. Gran cantidad de RAA típico y gel de ettringita. Presencia de gel agrietado en la interfaz masa / agregado y cristales foliares en la superficie de rotura de los agregados gruesos
Análisis químico del agua contenida en el reservorio	pH en natural a 34 ° C de 8.2. 2.77 mg / L de magnesio total 1.28 mg / l de sulfatos

*Nota:* fuente (Sollero & Bolorino, 2016)

Existen diferentes normas nacionales e internacionales que buscan definir límites máximos para la apertura de grietas. La norma brasileña ABNT 6118:2014 define que la apertura máxima recomendada de las grietas es de 0,3 mm en estructuras de concreto

reforzado, que se encuentren en un entorno de agresividad ambiental clase III. (Sollero & Bolorino, 2016)

El estándar estadounidense ACI 224-R01, indica como límite de apertura razonable para grietas en estructuras diseñadas para contener agua, el valor de 0,1 mm. Consideran que las grietas de la estructura aumentan su apertura con el tiempo, y por esta razón se debe usar este valor como referencia. (Sollero & Bolorino, 2016)

El estándar británico BS 007: 1987, para el diseño de estructuras de contención de líquidos, determina el valor máximo de 0,2 mm para la apertura de grietas en elementos expuestos a condiciones severas o muy severa. En 2006 la norma fue reemplazada por el Eurocódigo, el cual adopto una clasificación más compleja, en la que relaciona la apertura de grietas con el espesor de las paredes y la presión hidrostática, pero sigue recomendando la apertura máxima de grietas de 0,2 mm en estructuras en la que las fugas no deben ser permitidas. (Sollero & Bolorino, 2016)

De forma concluyente los autores expresan las siguientes afirmaciones: el concreto no presento carbonatación ni cloruros y que las barras de refuerzo no muestran signos de corrosión. Esta característica pudo ser causada por la infiltración del agua y la presencia del sistema de impermeabilización, que capsulo el concreto en una bolsa de humedad que impidió la penetración de oxígeno.

Además, afirman que la selección inadecuada de los agregados y el paso de agua a través del concreto favoreció la expansión de la estructura, debido a la reacción de agregado alcalino (RAA) y la formación de ettringita secundaria, ambas reacciones necesitan humedad para su desarrollo en el tiempo. El agrietamiento del concreto debido a la reacción del agregado alcalino es generalmente lento y comienza más tarde. (Sollero & Bolorino, 2016)

Según la norma ACI201-2, la presencia de cuarzo en las fisuraciones y otros efectos de la reacción alcali sílice, hace que estos se desarrollen en un tiempo superior a 5 o 10 años y se extienda durante muchas décadas. Por esta razón, los autores (Sollero & Bolorino, 2016) afirman que la fisuración actual del reservorio no se debe a esta reacción, pero que el daño resultante de esto puede hacerse visible en los próximos años.

Las grietas mapeadas y paralelas a las barras de refuerzo, probablemente se de a la combinación de fuerzas de tracción resultantes del uso prematuro del reservorio y a características del cálculo de la estructura como la relación agua / cemento de la mezcla de concreto. (Sollero & Bolorino, 2016)

Finalmente se hicieron unas recomendaciones como medidas preventivas con el fin de recuperar la estructura:

- Limpieza del reservorio;
- Sustitución de la impermeabilización interna;
- Reparación de las grietas mediante inyección, sellado y /o cristalización;
- Reemplazo del sistema de protección de la cara exterior por uno que este abierto a la difusión de vapor de agua;
- Supervisar e inspeccionar regularmente la estructura para evaluar el desarrollo de las reacciones expansivas. (Sollero & Bolorino, 2016).

La evolución de la industria de construcción en Colombia en los últimos años ha hecho mucho énfasis en el control de calidad de los materiales de construcción particularmente en el área de los concretos, por la gran evolución que ha vivido en los últimos años. El concreto preparado con ciertos agregados puede deteriorarse debido a una reacción álcali – agregado cuando las condiciones ambientales son favorables a la ocurrencia de la reacción.

En el año 2014 la ingeniera Leidy Melo publicó la investigación que lleva como título: “Reactividad Álcali – Agregado (RAA): experiencias en presas colombianas, análisis comparativo de principales variables que intervienen en el fenómeno” en la Universidad Nacional de Colombia.

La presa El Cerrado está ubicada en el departamento de la Guajira, su construcción finalizó en el año 2010, la cual se denominó Caso A en la investigación, la autora conto con información del estudio y control realizado al tema de reactividad álcali agregado.

La presa sirve de soporte para la contención del embalse, su tipo es Enrocado con Cara de Concreto o “Concrete Faced Rockfill Dam” (CFRD). La presa cuenta con una losa de concreto, fundida sobre el talud aguas arriba del terraplén, apoyada sobre un bordillo en concreto pobre, el cual fue construido simultáneamente con el avance del relleno de la presa. (Melo, 2014)

La figura 105. Muestra fotografías de la presa con vista de perfil y planta.



Figura 105. Registro fotográfico de la presa Caso A, vista perfil (Izq.) vista planta (Der.). (Guerrero, 2018), (Nacionales, 2017)

Los agregados fueron extraídos primordialmente de la Cantera Lajitas correspondiente a la Formación Ignimbrita de los Clavos, esta unidad se encuentra constituida por rocas piroclásticas correspondientes a Ignimbritas y lavas volcánicas. Los agentes externos como la Temperatura

ambiente mensual multianual que según los registros del IDEAM fue de 28,2 °C y la humedad relativa de 50% también se consideraron en el estudio. (Melo, 2014)

En el año 2008 se realizaron los primeros ensayos sobre el potencial de reacción de álcali agregado sobre la mezcla de concreto. Mediante la norma ASTM C1260 se establece expansión con un porcentaje superior al 0,1, al pasar los 16 días de elaboración de las muestras.

Se hicieron dos primeras pruebas en el laboratorio utilizando cemento tipo III, el primer ensayo superó el 0,1% y el segundo se elevó a 0,36%, pasados 16 días, esto indicó el potencial reactivo de los agregados. La figura 106 muestra los resultados del potencial reactivo de los agregados en la mezcla inicial diseñada para la presa Caso A. (Melo, 2014)

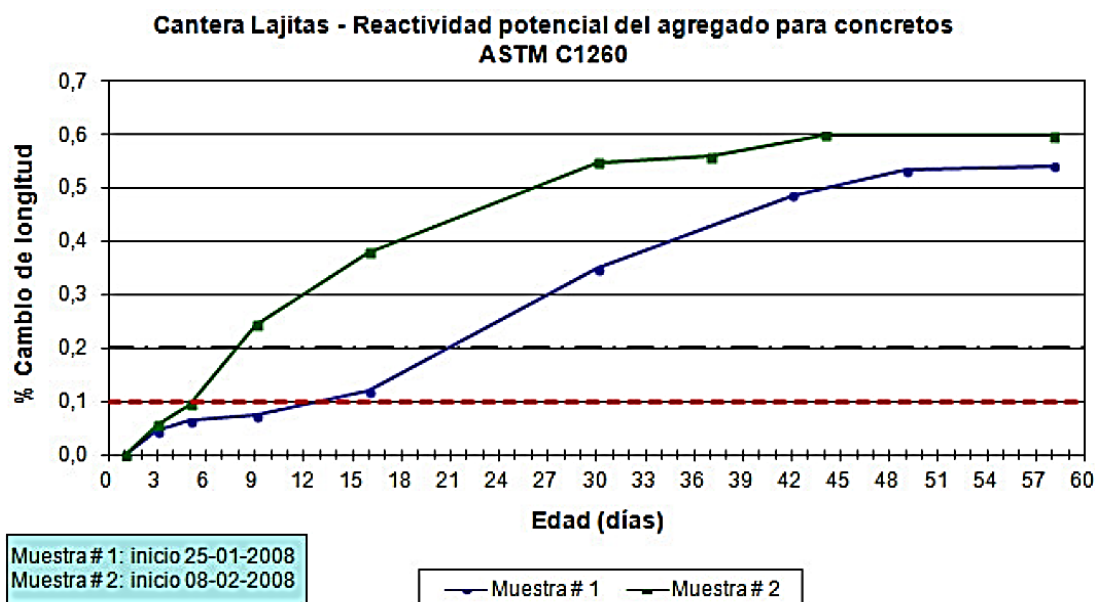


Figura 106. Potencial reactivo de los agregados en la fase inicial de diseños de mezclas.(Melo, 2014)

Por esta razón fue necesario hacer modificaciones en los diseños de mezclas incluyendo puzolanas para inhibir la reacción. La ceniza volante de Termotasajero, Clase F (ASTM C618), fue la mejor alternativa a implementar en el proyecto. Las proporciones fueron de 20%, 30%,

40% y hasta 43% de reemplazo de cementante. Otros aditivos implementados fueron: plastificantes, acelerantes y humo de sílice. (Melo, 2014)

La figura 107 y 108 muestra los resultados del potencial reactivo álcali sílice de la mezcla de concreto con adición de Humo de sílice y Ceniza Termotasajero, respectivamente.

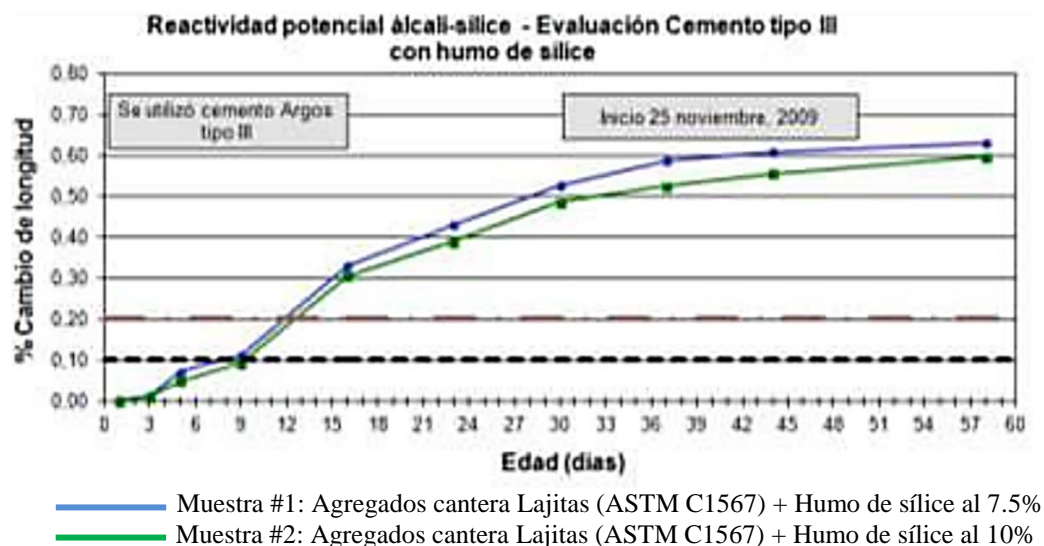


Figura 107. Potencial reactivo de los agregados en la fase final de diseños de mezcla incluyendo humo de sílice. (Melo, 2014)

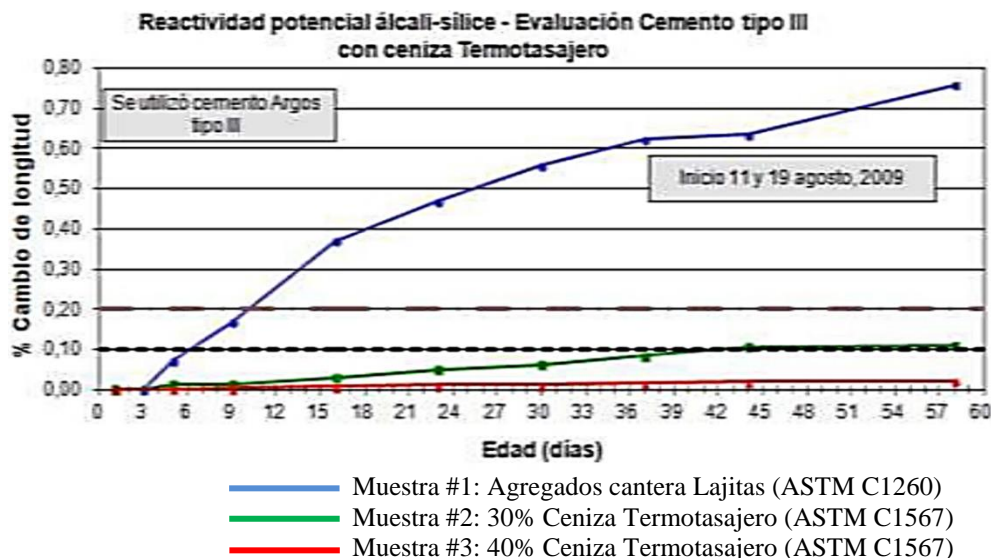


Figura 108. Potencial reactivo de los agregados en la fase final de diseños de mezcla incluyendo ceniza volante de Termotasajero. (Melo, 2014)



Como se puede observar en la gráfica 106 la inclusión de ceniza volante fue efectivo como mecanismo de mitigación del efecto de reactividad álcali sílice. Sin embargo, pasado el año de implementación se revisó la composición química de la ceniza, la cual arrojó un valor promedio de álcalis  $\text{Na}_2\text{O}$  de 1,39, superior al máximo permitido por la ASTM C618 de 1,15. Pasado el segundo año de implementación se disminuyó a 1,13, cumpliendo de esta forma con lo establecido de la norma. De no haberse cumplido habría incidido de manera negativa sobre los concretos instalados ocasionando posiblemente expansiones, fisuración y pérdida de resistencia.(Melo, 2014)

La medida de alcalinidad del cemento tipo III también se mantuvo por debajo del rango previsto de 0,6%, el resultado fue de 0,39%, lo cual ayudó a inhibir el efecto de la RAS. Además, con estas mediciones y la curva de expansión Vs alcalinidad se determinó que el resultado promedio se encuentra en el límite inferior de una posible expansión. Adicionalmente, gracias a los estudios realizados en los materiales se pudo establecer la presencia de rocas con alto contenido de sílice como el caso de la andesita – dacitas, caracterizados por la presencia de sílex ( $\text{SiO}_2$ ), sílex calcedónicos y sílex cuarzoso, es decir que son de rápida reacción al Álcali Sílice (RAS) pero que su aparición se da después de 5 años.(Melo, 2014)

El embalse de Bucaramanga construido entre los años 2012 y 2015, que, para la fecha de la investigación de la ingeniera Melo no había culminado, y el cual denominó Caso B, fue diseñada para embalsar agua en un volumen útil de 14,6 millones de metros cúbicos, la presa es de tipo Enrocado con Cara de Concreto (Melo, 2014). La figura 109 muestra registro fotográfico del Embalse de Bucaramanga.



Figura 109. Vista en planta del Embalse de Bucaramanga. (Mantilla, 2015)

Los agentes externos como la temperatura máxima promedio anual, y la humedad relativa promedio, según el IDEAM, fueron de 27,1 °C y 83,4%, respectivamente, se tuvieron en cuenta, según la ubicación geográfica del proyecto. (Melo, 2014). También se evaluaron dos tipos de agregado para la implementación en la construcción de la presa de las fuentes la Fortuna y el Cuenco.

La primera es una roca metamórfica que pertenece a la Unidad Gneis de Bucaramanga, de color gris, de grano medio a grueso y con una resistencia en general de dura a muy dura. Presentan discontinuidades cerradas a parcialmente abiertas, planas rugosas a lisas y poco oxidadas. La fuente el Cuenco también es de la Unidad Gneis de Bucaramanga, con eventuales diques o intrusiones de diorita y granodiorita. En general es una roca masiva, densa, con tamaño de grano medio a fino, de color verde y con un alto grado de fracturación. (Melo, 2014)

El cemento implementado fue el Portland Tipo I de Cemex. Adicionalmente, se estudia la implementación de aditivos como: agentes incorporadores de aire, aditivos reductores de agua y para control de fraguado, humo de sílice con porcentajes de 8% a 10% y ceniza volante Termotasajero con contenidos que estuvieron del orden de 12%, 20%, 30 y 40%. (Melo, 2014)

Mediante el ensayo ASTM C1260, se evaluó la presencia de RAS en las mezclas de concreto. En las figuras 110 y 111 se observan los resultados de las muestras con los agregados de las fuentes la Fortuna y el Cuenco, respectivamente.

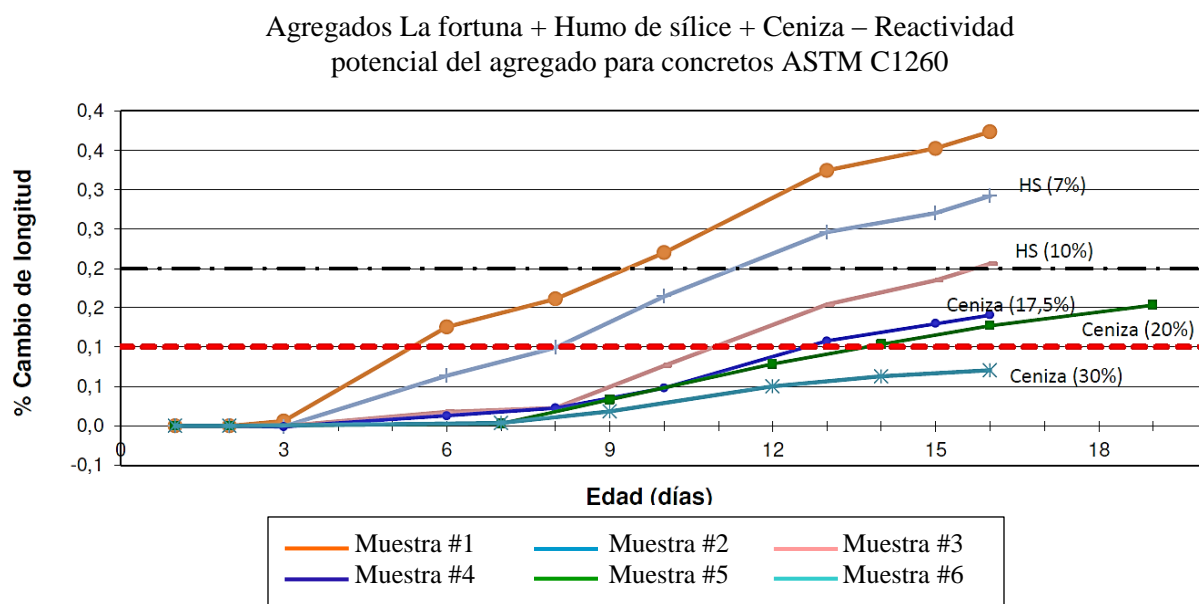


Figura 110. Curvas comparativas de expansión según la dosificación de la adición mineral propuesta para la fuente de agregados denominada La Fortuna. (Melo, 2014)

Se evidencia que los agregados la Fortuna son altamente reactivos y que la adición de humo de sílice no inhibe el problema y por el contrario se mantiene en expansiones superiores al 0,2 %, es decir, que se requiere una mayor concentración para obtener el efecto deseado. (Melo, 2014)

Agregados del Cuenco + Humo de sílice + Ceniza – Reactividad potencial del agregado para concretos ASTM C1260

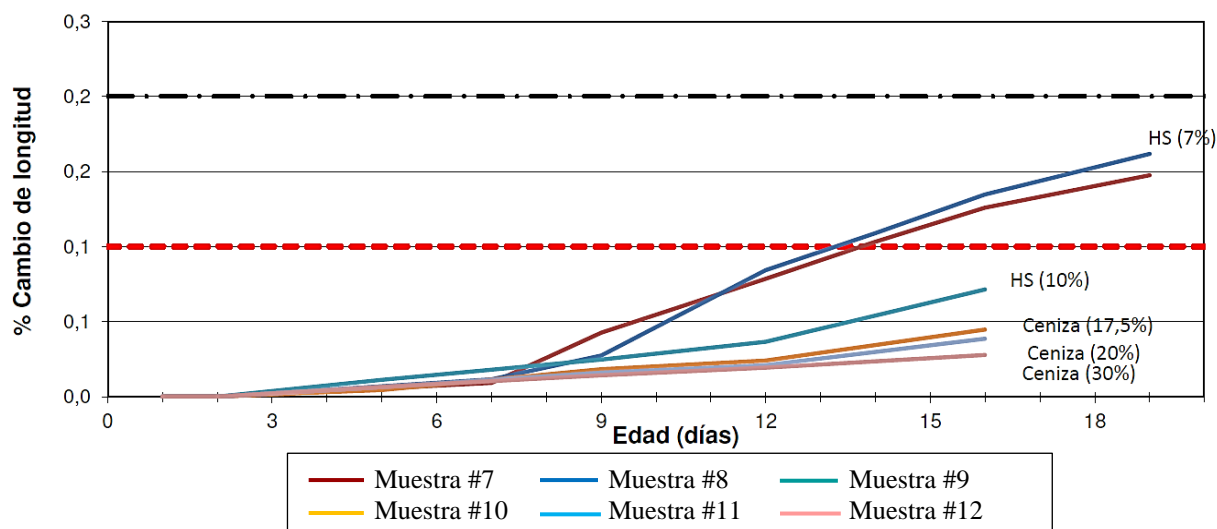


Figura 111. Curvas comparativas de expansión según la dosificación de la adición mineral propuesta para la fuente agregados denominada Cuenco. (Melo, 2014)

Con la figura 109 se observa que la reactividad potencial del agregado de la fuente el Cuenco sumado con la ceniza volante al 30% (muestra 12) evidencia el mejor comportamiento a la reacción álcali agregado, en comparación a los agregados de la fuente la Fortuna (figura 108). (Melo, 2014)

La autora expresa que esta reacción favorable se debe a que en los agregados del Cuenco se detectaron rocas ígneas, que pueden prever el alto contenido de cuarzo y la presencia de reactividad. Pero se puede presentar de forma más lenta, es decir que sus efectos si ocurren aparecerían a partir de los 10 a 20 años después de instalar los concretos.

Con relación a la medida de alcalinidad del cemento, se determinó que se mantuvo por debajo del rango de 0,6% con resultado de 0,58 % encontrándose en el límite superior de una posible expansión. (Melo, 2014)

Seguidamente realizada la caracterización de los dos casos de estudio, con referencia al tema de los agregados, se consideró fundamental reconocer aquellas rocas y/o minerales que

pueden ser reactivos y sobre todo la rapidez con que iniciarían el proceso y la generación de gel expansiva, ya que, en poco tiempo de presentarse el fenómeno de RAS, sería necesario demoler. Para el caso contrario, en que el proceso sea más lento, es posible que se alcance la vida útil prevista y realizar ajustes que se requieran. (Melo, 2014)

## **8.2. Técnicas y procedimiento para diagnóstico.**

En el año 2014 se presentó una propuesta metodológica para la determinación experimental de la reacción álcali sílice en agregados reactivos y no reactivos por medio de un nuevo ensayo de electro- migración, experimentado por el Ing. Julian Silva en la Universidad Nacional de Colombia.

Esta investigación se dividió principalmente en 2 partes: la primera, la inclusión de un ensayo de migración electroquímica como complemento del ensayo actual ASTM C1260, esto con el fin de reducir los tiempos de diagnóstico; y la segunda, la verificación del potencial de reactividad de agregados de peso normal reactivo y no reactivo.

Algunos de los materiales utilizados por el autor en la investigación son los siguientes:

**Agregado de peso normal reactivo (F):** Extraído del macizo de Santander. Según la NTC 174, las rocas fuentes de agregados de esta zona son: granitoides, rioliras, andesitas, neises félsicos, mármoles y calizas.

**Agregado de peso normal no reactivo (G):** La fuente de este agregado es una roca ígnea plutónica llamada gabro. compuesta por piroxeno y plagioclasa cálcica en proporciones relativamente iguales. Se comercializa en la industria de la construcción como “granito negro”.

**Material cementante:** Cemento portland tipo I. Los cementos se llamaron Cemento A y Cemento B. El cemento A es producido en la zona nor-oriental de Colombia y no es comercial. El cemento B corresponde a uno comercial del interior del país.

**Humo de sílice (HS):** Es una adición color gris oscuro fabricado con base en microsíllica, que permite aumentar la resistencia química y mecánica de los concretos y morteros

**Ceniza volante (CV):** Proveniente de la termoeléctrica de Termotasajero en la zona de los Santanderes

**Aditivo de Litio:** El aditivo que se utilizó para el control de la RAS fue *SIKA CONTROL ASR*. Este es un compuesto a base de Nitrato de Litio ( $\text{LiNO}_3$ ). Generalmente es utilizado en concretos con alto contenido de álcalis donde se usan agregados reactivos.

Para realizar el ensayo de reactividad álcali sílice utilizando la norma ASTM C1260 se realizó un ajuste de la granulometría, el tamaño del agregado oscilaban entre 1" y 2", por lo que fue necesario triturarlo, lavarlo y tamizarlo antes de ser incluido.

El proceso de triturado se hizo con la trituradora de mandíbulas ( figura 112)



Figura 112. Proceso de trituración con trituradora de mandíbulas. (Silva, 2018)

En la tabla 41 se observan los componentes de cada una de las mezclas utilizadas para el ensayo.

**Tabla 41.** *Proporciones de las mezclas según ASTM C1260*

Tipo de Agregado	Mezcla	Cantidad (gr)	Tipo de cemento	Cantidad (gr)	Agua	Relaciones	
						A/C	C/A
Reactivo (F)	F1	990	A	440	206.8	0.47	2.25
No reactivo (G)	G1	990	A	440	206.8	0.47	2.25
Liviano (L)	L1	550	A	440	206.8	0.47	1.25

Nota: tomada de (Silva, 2018)

El procedimiento de mezclado se realizó con una mezcladora de cemento para laboratorio y los moldes utilizados para poner el material mezclado son los especificados en la norma ASTM C151. Éstos son de acero, con cavidades de 1"x1"x11.25" como se observa en la figura 113.



Figura 113. Moldes empleados. (Silva, 2018)

Luego de haber fundido las probetas, estas se almacenaron en una cámara de humedad con un HR > 98% a una temperatura aproximada de  $20 \pm 2^\circ\text{C}$  durante 24 horas. Después del curado inicial, se procede al desencofrado de las probetas y seguidamente se da inicio al curado

acelerado, este consiste en sumergir las probetas en agua a una temperatura de  $80 \pm 2^{\circ}\text{C}$  por un periodo de 24 h. (Silva, 2018)

Una vez completado el curado acelerado inicial, las probetas fueron medidas con un comparador de caratula digital (figura 114). Esta lectura se consideró la referencia inicial



*Figura 114.* Comparador de caratula empleado en el ensayo ASTM C1260. (Silva, 2018)

Posteriormente, se sumergen las probetas en una solución alcalina 1N de NaOH a  $80 \pm 2^{\circ}\text{C}$  durante 14 días. Es muy importante conservar la concentración de la solución, por esta razón los autores diseñaron y fabricaron un recipiente que minimizara la evaporación. En la figura 115 se observa el recipiente empleado para el ensayo.





Figura 115. Recipiente empleado para el ensayo ASTM C 1260. (Silva, 2018)

Además, para garantizar la temperatura constante de las muestras, los autores diseñaron y fabricaron un control de temperatura automático. Este control recibe la energía eléctrica de un tomacorriente AC doméstico. Un sistema de “interruptor” conectado a un sensor de temperatura inmerso en la solución hace que se abra y se cierre el flujo de electricidad hacia la estufa que calienta el recipiente. (Silva, 2018) Como se observa en la figura 116.



Figura 116. Control de temperatura automático. (Silva, 2018)

Las longitudes de las probetas de mortero se deben medir como mínimo una vez por semana. el autor optó por medir como mínimo un par de veces. Los porcentajes de expansión se calculan de acuerdo a la siguiente ecuación 24:

$$\varepsilon = \frac{(L_f - L_0)}{254 \text{ mm}} * 100 \quad (24)$$

Donde:

$L_f$  = Lectura actual

$L_i$  = Lectura inicial (Zero Reading).

La figura 117 muestra el comportamiento de los agregados evaluados frente a los álcalis.

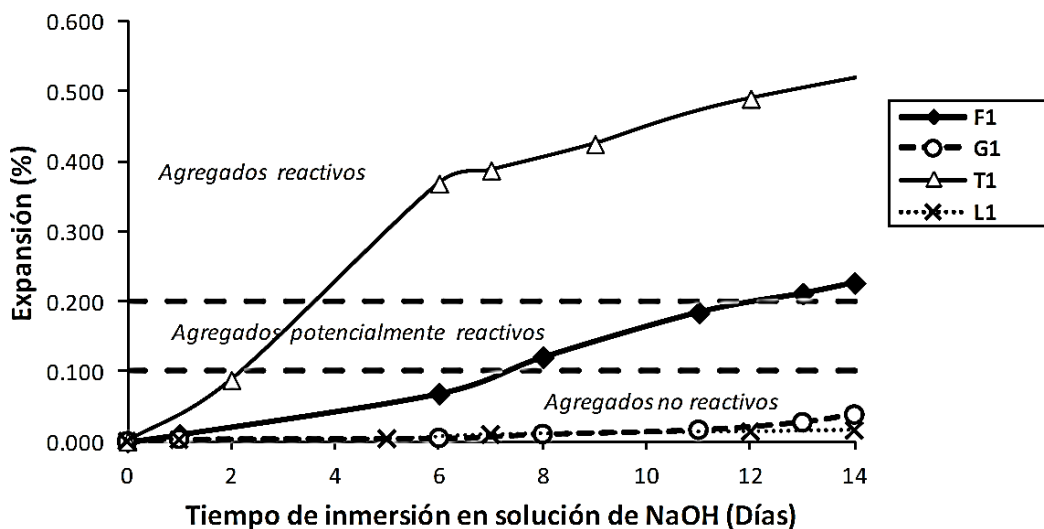


Figura 117. Comportamiento frente a los álcalis de los agregados utilizados. (Silva, 2018)

De esta forma, los agregados “F” y “T” se consideraron reactivos al superar el 0.2% de expansión después de 4 días de exposición; “G” y “L”, por el contrario, son no-reactivos con expansiones inferiores al 0.1% después de 14 días. Estos ensayos se tomaron como referencia para los demás realizados en la investigación. (Silva, 2018)

El ensayo ASTM C1260 utiliza la difusión como mecanismo fundamental para la incorporación de álcalis dentro del mortero, incrementando la difusividad al calentar simultáneamente los especímenes y la solución externa. Según el autor las pruebas de electro-migración han demostrado ser más eficientes que las pruebas de difusión, esto debido a que para lograr las mismas concentraciones internas, estas técnicas lo hacen en menor tiempo. (Silva, 2018)

Las técnicas de migración electroquímica, en general, se utilizan para transportar iones (conducción iónica) o para transportar nano partículas (electroforesis) dentro de la fase acuosa del concreto. En este caso, se utilizó la conducción iónica, para introducir álcalis ( $\text{Na}^+$  y  $\text{K}^+$ ) en la solución de poros de las probetas de la ASTM C1260. Los autores plantearon incorporar esta etapa en medio de las dos etapas fundamentales del ensayo: el curado a alta temperatura y la inmersión en solución alcalina anteriormente mencionadas. (Silva, 2018). El mecanismo utilizado por el autor para esta inmersión es someter las barras de mortero del ensayo tradicional a la diferencia del potencial de un campo eléctrico. La solución alcalina en contacto con el ánodo provee la cantidad de álcalis suficiente a transportar. Junto al cátodo, se proponen diferentes concentraciones de solución alcalina, y en algunos casos, solo agua destilada. (Silva, 2018) En la figura 118 se observa el esquema de la idea fundamental del ensayo propuesto.

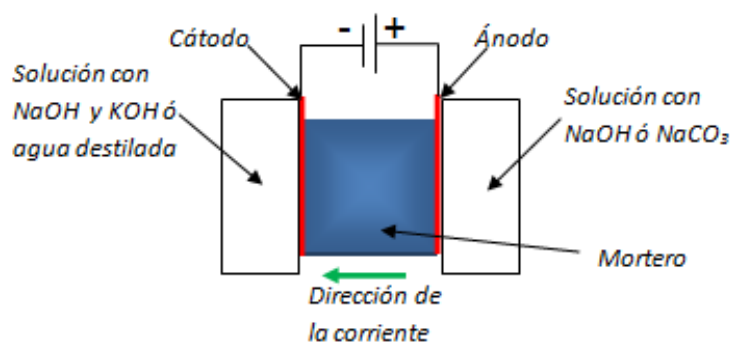


Figura 118. Esquema del ensayo propuesto. (Silva, 2018)

Con la aplicación del campo eléctrico, los iones de  $\text{Na}^+$  presentes en la solución del reservorio positivo se mueven hacia el cátodo, es decir, que migran en el mismo sentido de la corriente, penetrando en el mortero. En la otra dirección se mueven los iones  $\text{OH}^-$  generados por la reacción catódica y los disueltos en la solución del reservorio negativo. Con la penetración de estos dos iones dentro del mortero, se busca alterar la solución de poros en un tiempo menor en el que se logra con el ensayo tradicional. (Silva, 2018)

Para el diseño de las celdas el autor se basó en la geometría de las probetas de mortero del ensayo tradicional. El material que escogió para la fabricación fue el acrílico, se usaron láminas de acrílico de 8, 5 y 3 mm de espesor con el fin de dar forma al conjunto,. El material escogido para los electrodos fue el acero inoxidable. La figura 119 muestra la secuencia de las laminas de celda y algunos de los elementos elaborados para el ensamblaje de las celdas (Silva, 2018)



Figura 119. a ) secuencia de las laminas de celda y b) algunos de los elementos elaborados para el ensamblaje de las celdas. (Silva, 2018)

Proximo a la pieza 4 (figura 119), se instaló el electrodo de acero inoxidable. La pieza 5 muestra el espacio en el que se instala esta pieza metálica. Se utilizó una lámina calibre 18.1a figura 120. Muestra el ensamble de la celda. (Silva, 2018)

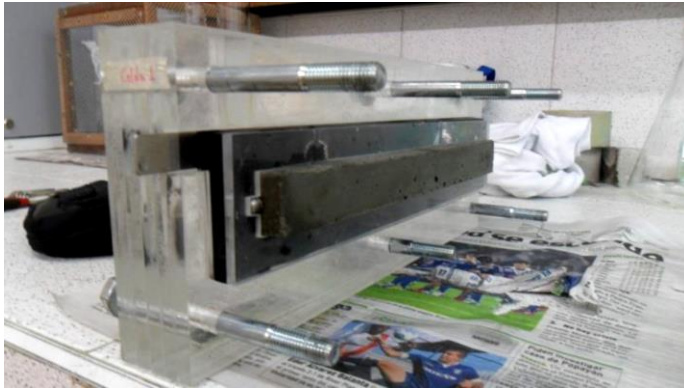


Figura 120. Celda ensamblada(Silva, 2018)

El ensayo ASTM C1260 utiliza el promedio de la deformación de tres probetas de la misma mezcla como medida representativa del nivel de daño del mortero. El autor no pretende cambiar los limites de criterio de evaluación del daño, y si desea valorar las diferencias del ensayo modificado con respecto al ensayo tradicional. Por esta razón se fabricaron tres celdas para dar continuidad a las mismas tres probetas del ensayo tradicional. A continuación se muestra el montaje de las tres celdas en pleno funcionamiento en la figura 121.

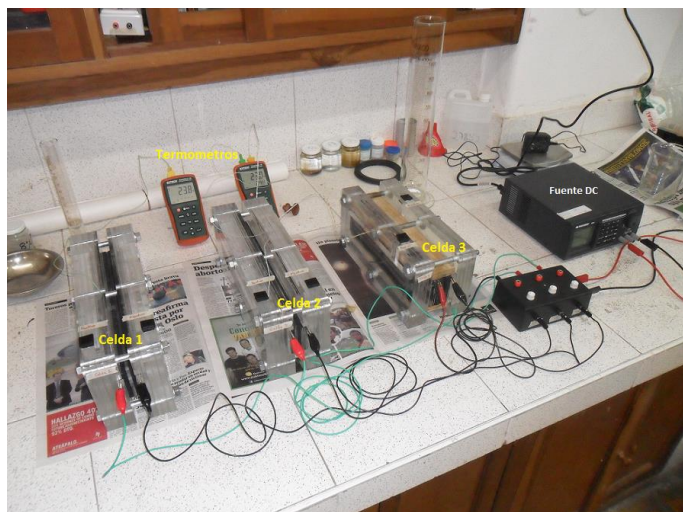


Figura 121. Montaje del ensayo electroquímico. (Silva, 2018)

En la primera etapa se utilizó al agregado de peso normal reactivo, y se estudiaron variables como el tiempo, las concentraciones en las celdas y el voltaje aplicado según el ensayo modificado. Las mezclas FE-1, FE-2, FE-3 y FE-4 se realizaron igual que la F1 descrita en la tabla 41. En la tabla 42 se registran los ensayos realizados en la fase 1 (Silva, 2018)

**Tabla 42.** *Ensayo electroquímico realizados con agregado tipo F*

Tipo de agregado	Mezcla	Tiempo (h)	Concentración celdas (mol/m <sup>3</sup> )			Voltaje
			Anolito		Catolito	
			Na(OH)	KOH	Na (OH)	
Reactivo (F)	FE-1	6	1000	500	1000	25
	FE-2	24	1000	500	1000	5
	FE-3	6	500	200	500	25
	FE-4	24	500	200	500	5

Nota: tomada de (Silva, 2018)

El autor decidió tener en cuenta el trabajo realizado por (Ribeiro 2013) con el fin de complementar la investigación. La tabla 43 registra los ensayos realizados en la fase 2.

**Tabla 43.** *Otros ensayos electroquímicos realizados*

Mezcla	Concentración celdas (mol/m <sup>3</sup> )
--------	--

	Tiempo (h)	Anolito		Catolito	Corriente o voltaje aplicado
		NaCO <sub>3</sub>	Na(OH)	KOH	
FE-5	120	1000	100	300	100 mA
FE-6	120	1000	100	300	200 mA
FE-7	100	1000	100	300	14 v
FE-8	48	1000	100	300	14 v

Nota:tomada de (Silva, 2018)

Para el agregado de peso normal no reactivo, también se realizaron mezclas idénticas a la G1 descrita en la tabla 41. En la tabla 44 y 45 se registran los ensayos realizados.

**Tabla 44.** *Ensayo electroquímico con agregado G*

Mezcla	Tiempo (h)	Concentración celdas (mol/m <sup>3</sup> )			Voltaje
		Anolito		Catolito	
		Na(OH)	KOH	Na (OH)	
GE-1	24	1000	500	1000	10

Nota:tomada de (Silva, 2018)

**Tabla 45.** *Otro ensayo electroquímico con agregado G*

Mezcla	Tiempo (h)	Concentración celdas (mol/m <sup>3</sup> )			Corriente o voltaje aplicado
		Anolito		Catolito	
		NaCO <sub>3</sub>	Na (OH)	KOH	
GE-2	96	1000	100	300	10 V

Nota:tomada de (Silva, 2018)

Luego de terminar la etapa electroquímica, se procedió a sumergir las probetas en solución 1M a una temperatura de 80°C por un periodo mínimo de 14 días. Los resultados de expansion por medio de inducción electroquímica para el agregado reactivo tipo F se observan en la figura 122 . (Silva, 2018)

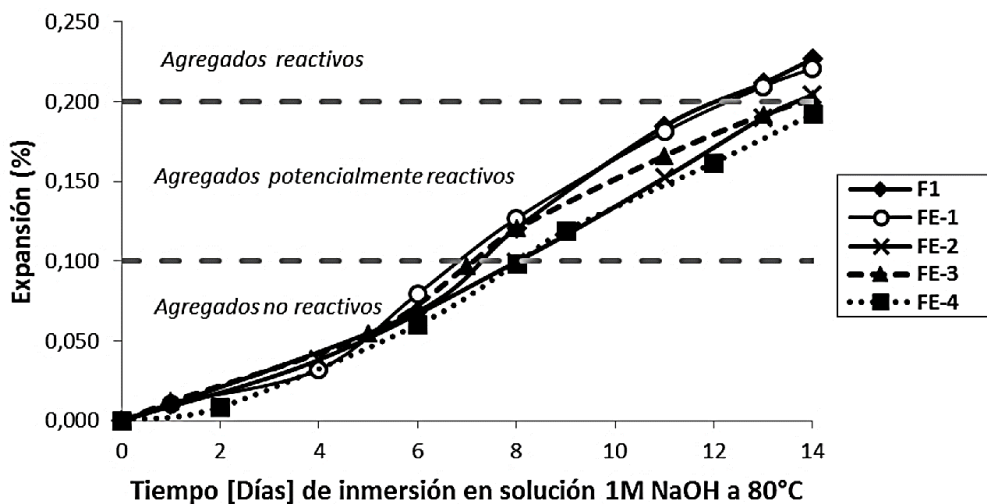


Figura 122. Expansiones obtenidas en la primera fase de la modificación del ensayo ASTM C1260. (Silva, 2018)

El anterior gráfico muestra que, las curvas de expansión de los ensayos que fueron modificados, no sobrepasan la curva del ensayo tradicional ASTM C1260 de referencia (F1). El autor expresa que esto puede deberse a varios factores, entre ellos, al bajo coeficiente de difusión generado con las condiciones planteadas para los ensayos. También, es posible que los tiempos y voltajes suministrados no sean los más adecuados. (Silva, 2018)

Por esta razón, decidió adoptar otras condiciones para un nuevo ensayo En este orden de ideas, tomó como referencia el trabajo realizado por Ribeiro., 2013, donde se utilizó una concentración 1M de  $\text{Na}_2\text{CO}_3$  en el anolito y un tiempo de ensayo que varía entre 4 y 5 días. (Silva, 2018) .La figura 123 enseña el resultado de los ensayos con las nuevas condiciones.



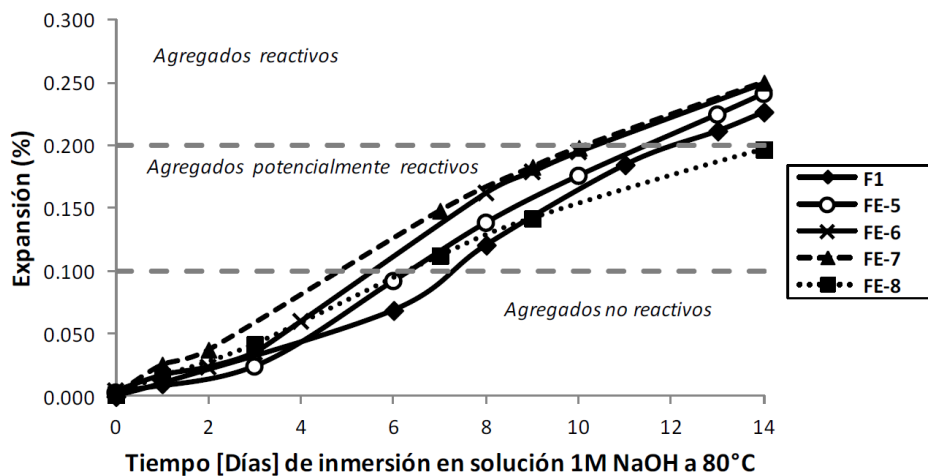


Figura 123. Expansiones obtenidas en la segunda fase de la modificación del ensayo ASTM C1260. (Silva, 2018)

Como se observa en la anterior figura, los ensayos modificados en fase 2 lograron aumentar la tasa de expansión en los ensayos modificados frente a la referencia F1, el autor supone que el aumento de la alcalinidad en la solución de poros de las probetas se incrementó con el procedimiento electroquímico antes de sumergir las probetas en la solución alcalina en caliente. (Silva, 2018)

Posteriormente, se evaluó el agregado no-reactivo y se le aplicaron los procedimientos del nuevo ensayo. Con esto, se verifica el efecto del nuevo ensayo en la expansión del agregado que mostró ser no-reactivo igual que el ensayo C1260 original. (Silva, 2018) La figura 124 muestra los resultados de las expansiones de los agregados no reactivos.

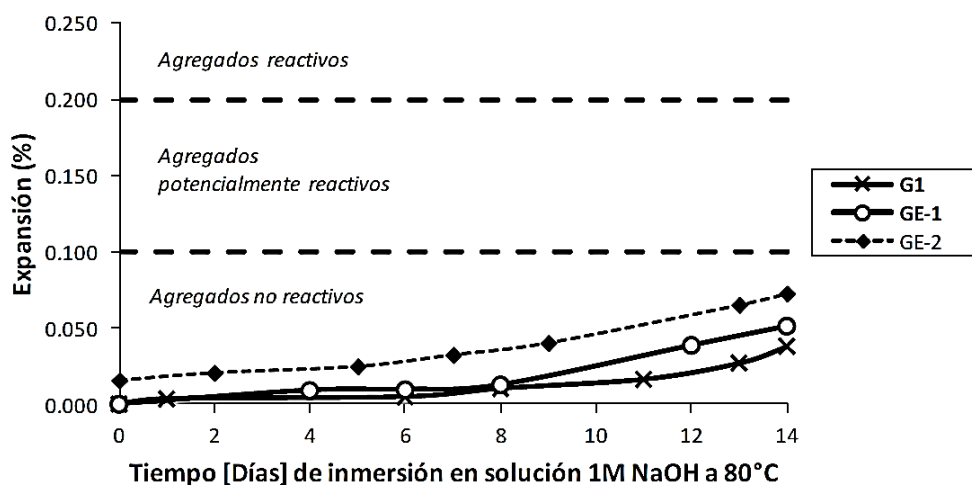


Figura 124. C1260 con ensayo electroquímico para agregado tipo “G”. (Silva, 2018)

La figura anterior permite apreciar que la expansión final fue mayor para los ensayos que usaron inducción electroquímica de álcalis frente al ensayo de referencia

Aunque el incremento obtenido de la expansión final del nuevo ensayo frente al C1260 original (G1) fue muy importante (incremento hasta del 100% con GE-2), no resultó suficiente para catalogar el agregado como potencialmente reactivo. Con estos resultados se confirma que los procedimientos utilizados en la fase 2 son más eficientes que los utilizados en la fase 1. (Silva, 2018)

De esta forma, el autor concluye que es posible aumentar con la electroquímica la alcalinidad de la solución de poros de las probetas. Sin embargo, no fue posible acortar el tiempo total para el diagnóstico de la reacción frente al ensayo C1260 original. La hipótesis más fuerte que justifica este resultado tiene que ver con el coeficiente de difusión de los iones en los dos casos. Mientras la probeta se somete al ensayo electroquímico para introducir iones alcalinos, el ensayo original los absorbe de la solución externa con una tasa alta, posiblemente debido a la alta

temperatura. En este orden de ideas, es posible concluir que la alta temperatura es más eficiente que la electroquímica a la hora de introducir álcalis dentro de las muestras. (Silva, 2018)

La prueba de prisma de concreto (CPT) es otro ensayo ampliamente utilizada en las investigaciones de reactividad de los agregados en mezclas de concreto. Un déficit del CPT es la lixiviación alcalina que tiene lugar durante el período de prueba. En muchos casos, la duración de la prueba del CPT es demasiado larga; por esta razón, se desarrolló la prueba acelerada de barra de mortero (AMBT). La ventaja obvia del AMBT es su corta duración.(Johnson & Shehata, 2016)

La Prueba de Microbarras de Concreto (CMBT) se desarrolló a partir de la prueba china de barra de mortero acelerada, que utilizaba un tamaño de agregado fino similar al AMBT pero utilizando una muestra más grande. Sin embargo, se encontró que los tamaños de agregados más grandes eran más sensibles a la expansión de ASR. (Johnson & Shehata, 2016)

La investigación realizada por (Johnson & Shehata, 2016) estudio la efectividad de las pruebas aceleradas, anteriormente mencionadas, en la evaluación de la reactividad de álcali sílice de los agregados de concreto reciclado (RCA). Se centró en el examen de los efectos de la variabilidad en los principales pasos de la preparación de muestras en el AMBT sobre la expansión de muestras preparadas con RCA. Los pasos de las pruebas examinados fueron el método de trituración, posible error en los valores de absorción probados y el efecto de lavar el RCA procesado antes de su uso. Además, también se examina la eficacia de las microbarras de hormigón en la prueba de ASR, y la evaluación de la reactividad de RCA.(Johnson & Shehata, 2016)

Los desechos de una estructura original se pueden usar como agregado de concreto reciclado(RCA) para construir nuevas estructuras. En este caso, si la estructura original fue

afectada por ASR, la estructura nueva puede heredar la misma condición, a partir de la sílice reactiva latente que permanece en el material original. Las preocupaciones de utilizar RCA a partir de concreto afectado por ASR son: (1) la reactivación de ASR debido al contenido alcalino incrementado de los cementos modernos; (2) la expansión de productos ASR existentes que se desecaron durante el procesamiento del RCA, y (3) la exposición de sílice reactiva no utilizada en agregado grueso durante la trituración. (Johnson & Shehata, 2016)

Cuatro de los tipos de RCA utilizados en este estudio se produjeron a partir de bloques de prueba que formaban parte de un sitio de exposición al aire libre, administrado por el Centro Canadiense de Tecnología Minera y Energética (CANMET). Las muestras de RCA procesadas se entregaron en 3 graduaciones que cumplen con los requisitos de clasificación de la prueba de prisma de hormigón, 3/4" -1/2" ( $\frac{3}{4}$  RCA), 1/2"-3/8" ( $\frac{1}{2}$  RCA) y 3/8"-1/4" (. RCA). Un quinto tipo de RCA se produjo a partir de un puente en la ciudad de Quebec, Canadá, que fue demolido en el año 2010 al final de su vida útil y que presentó daños por ASR. Además, se utilizó arena granítica no reactiva para producir muestras de barras de mortero con mezclas de RCA y agregado no reactivo. (Johnson & Shehata, 2016). En la tabla 46 se observan las expansiones AMBT y CPT de los agregados vírgenes utilizados.

Los elementos de concreto se rompieron utilizando equipos mecánicos en el sitio en trozos de menos de 100 mm de diámetro. El material más fino que 5.0 mm (tamaño de arena) fue etiquetado como finos de la trituradora y el material entre 5.0 mm y 19 mm fue etiquetado como RCA grueso. Para las pruebas de AMBT, el RCA grueso se volvió a triturar para producir la gradación requerida por ASTM C1260. (Johnson & Shehata, 2016)

**Tabla 46.** *Propiedades de RCA.*

RCA	Tipo de agregado virgen	Absorción de la RCA gruesa	Expansión de agregados vírgenes	
			AMBT a los 14 días	CPT en 1 año
Bloque – Alberta	Grava natural	6.66	0.36	0.09
Bloque -Bernier	Caliza arcillosa	6.18	0.17	0.07
Bloque -Potsdam	Arenisca de silicio	4.22	0.09	0.13
Bloque -Springhill	Greywacke y Argillite	7.78	0.46	0.22
Quebec Demolished Bridge (DB)	Piedra caliza silícea	4.90		

*Nota:* tomada de (Johnson & Shehata, 2016)

También se utilizó un agregado reactivo virgen, Spratt, de Ottawa, Ontario, como parte del programa experimental CMBT para evaluar la capacidad de la prueba en la evaluación de la ASR. El RCA producido a partir del puente demolido (DB) se utilizó para evaluar los efectos de las siguientes variables de prueba en la expansión: (1) lavado de las muestras de agregado procesado, (2) error menor en la absorción medida de la muestra, y (3) método de trituración. Para evaluar el efecto de variabilidad o error menor en el valor de absorción medido, se probaron tres muestras en: (i) el valor de absorción medido, (ii) valor de absorción menos un punto porcentual y (iii) valor de absorción más un punto porcentual. La tabla 47 muestra el resumen de los procedimientos experimentales de las pruebas AMBT y CMBT a continuación:

**Tabla 47.** *Procedimientos y resultados experimentales de las pruebas AMBT y CMBT*

<b>Prueba</b>	<b>Procedimientos</b>
Prueba acelerada de barra de mortero (AMBT)	<p>La prueba es una versión modificada de ASTM C1260, se adoptó la alta absorción de los materiales RCA. Para aplastar el RCA grueso se utilizó trituradoras de mandíbulas grandes y pequeñas y un pulverizador de disco.</p> <p>Después de triturar el material se tamizó y las partículas grandes se trituraron nuevamente hasta que todo el material calificó.</p> <p>Los RCA de bloques CANMET se lavaron según el tamaño con un chorro de agua limpia durante un periodo de tiempo y luego se secó en el horno.</p> <p>Se realizó un remojo previo en el RCA graduado, es decir, se mezcló con el agua de mezcla, se corrigió para la absorción de RCA y se dejó durante 30 minutos antes de mezclarlo con el resto de los ingredientes.</p> <p>El lavado de las muestras se evaluó para el RCA producido a partir del DB, comparando la expansión de una muestra de agregado sin lavar con una muestra lavada.</p> <p>También se evaluó el efecto de trituración, utilizando una máquina de compresión para procesar el RCA grueso y obtener la gradación requerida por ASTM C1260.</p> <p>El primer método de trituración de la máquina de compresión (Método I) se llevó a cabo utilizando un molde proctor, de 150 mm de diámetro por 100 mm de profundidad, y un trozo de acero redondo ligeramente más pequeño en diámetro que el molde.</p>
Prueba acelerada de barra de mortero (AMBT)	<p>El molde se llenó con RCA y el trozo de 50 mm de espesor se colocó en el RCA con aproximadamente 5 mm de su espesor insertados dentro del molde.</p> <p>Después de aplicar 300 kN de fuerza al agregado a una velocidad de 2 kN / s, el agregado se tamizó y el material retenido en los tamices # 8, # 16, # 30, # 50, # 100 se pesaron y se apartaron.</p> <p>En el segundo método de trituración se realizó el re-triturado de los materiales sobredimensionados o en exceso sin agregar más RCA.</p>

**Continuación tabla 47. Procedimientos y resultados experimentales de las pruebas AMBT y****CMBT**

<b>Prueba</b>	<b>Procedimientos</b>
Prueba de Microbarras de Concreto	<p>El RCA utilizado para CMBT no se procesó más que ser tamizado y separado a las fracciones de tamaño requerido. Las muestras agregadas se prepararon para mezclar en grandes bolsas de plástico sellables antes de la prueba.</p> <p>No se adoptó la saturación previa del RCA; sin embargo, el agua del lote se corrigió para la absorción de los agregados.</p> <p>Las muestras fueron moldeadas en moldes de plástico personalizados con una longitud estándar de calibre norteamericana de 280 mm en lugar de la longitud de 160 mm descrita en el método RILEM</p> <p>Las muestras se curaron y analizaron de la manera prescrita en el método de prueba RILEM durante al menos 28 días</p> <p>Después del curado inicial, las muestras se remojaron en agua a 80 ° C durante 24 h</p> <p>Después se extrajeron las muestras, medidas inmediatamente para su lectura cero.</p> <p>Luego en una solución de NaOH 1 N a 80 ° C y se midieron periódicamente durante la duración de la prueba.</p>

*Nota:* elaboración propia, información tomada de (Johnson & Shehata, 2016)

En la tabla 48 se muestran los resultados de las expansiones de 14 días de las muestras con RCA grueso, el cual se trituro para producir la gradación requerida por ASTM C1260. Algunas de las muestras se repetirieron con el fin de evaluar la variación dentro del laboratorio.

**Tabla 48.** *Expansiones y variación de muestras de RCA probadas usando AMBT*

Tipo de agregado	Expansión a los 14 días (%)		Media (%)	Diferencia entre Expan. de las 2 muestras (% de la media)	8.3% de la expansión promedio
	Muestra 1	Muestra 2 (repetida)			
Alberta- Agregado virgen	0.360				
Alberta 100% RCA	0.338				
Alberta 50% RCA	0.316	0.308	0.312	0.008	0.026
Alberta 25% RCA	0.231	0.236	0.234	0.005	0.019
Bernier- Agregado virgen	0.170				
Bernier 100% RCA	0.132				
Bernier 50% RCA	0.083	0.081	0.082	0.003	0.007
Potsdam- Agregado virgen	0.090				
Potsdam 100% RCA	0.073				
Potsdam 50% RCA	0.066				
Potsdam 25% RCA	0.065				
Springhill- Agregado virgen	0.460				
Springhill 100% RCA	0.357	0.376	0.366	0.020	0.030
Springhill 50% RCA	0.300				
Springhill 25% RCA	0.220				
Quebec DB - RCA	0.230	0.252	0.241	0.022	0.020

*Nota:* tomada de (Johnson & Shehata, 2016)

La diferencia en la expansión entre las dos muestras se evaluó según la norma ASTM C1260 que establece: " Los resultados de dos pruebas realizadas adecuadamente dentro del mismo laboratorio en muestras de una muestra de agregado no deben diferir en más del 8.3% de la expansión media". Como se muestra en la tabla, las diferencias entre los resultados de prueba para las muestras con repeticiones fueron <8.3% de la expansión media. La única excepción fue DB-RCA, aunque los valores estaban muy cerca: la diferencia es 0.022% y 8.3% de la expansión media es 0.020%.(Johnson & Shehata, 2016)

En la Figura 125 se observan las muestras de barras de mortero con 100% de RCA con un nivel de expansión similar al del agregado virgen, excepto en Springhill donde las muestras de



100% de RCA mostraron una expansión de 0.36% y la del agregado virgen muestra una expansión de 0.46%. Para los otros tres agregados, las expansiones de las barras de mortero 100% RCA fueron aún más bajas que las barras con los agregados vírgenes, pero la diferencia fue mucho menor que en el caso de Springhill. (Johnson & Shehata, 2016)

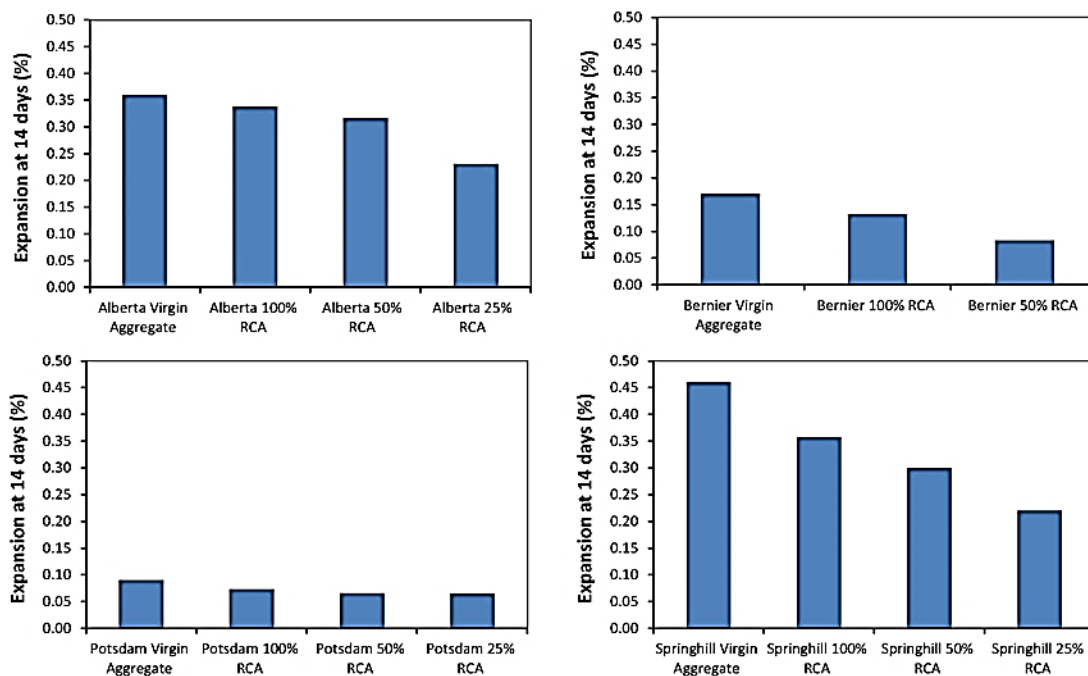


Figura 125. Expansión de muestras de barras de mortero que contienen diferentes agregados vírgenes y RCA. (Johnson & Shehata, 2016)

El estudio sobre los efectos de la variabilidad en la preparación de muestras sobre la expansión de AMBT se llevó a cabo utilizando el DB-RCA. El efecto del lavado se ilustra en la figura 126a que muestra que lavar el RCA procesado reduce la expansión. Los resultados también se enumeran en la Tabla 49, donde se observa que la diferencia entre las expansiones de las muestras lavadas y no lavadas es de 0,046 puntos porcentuales. Este valor excede el 8.3% de la media, en este caso 0.017, es decir, que el lavado del agregado tiene un efecto sobre la expansión más allá de la variación dentro de la prueba. La razón de la gran expansión de la

muestra sin lavar podría deberse a un menor contenido de álcali en RCA lavada, ya que el proceso de lavado puede lixiviar los álcalis de la muestra. (Johnson & Shehata, 2016)

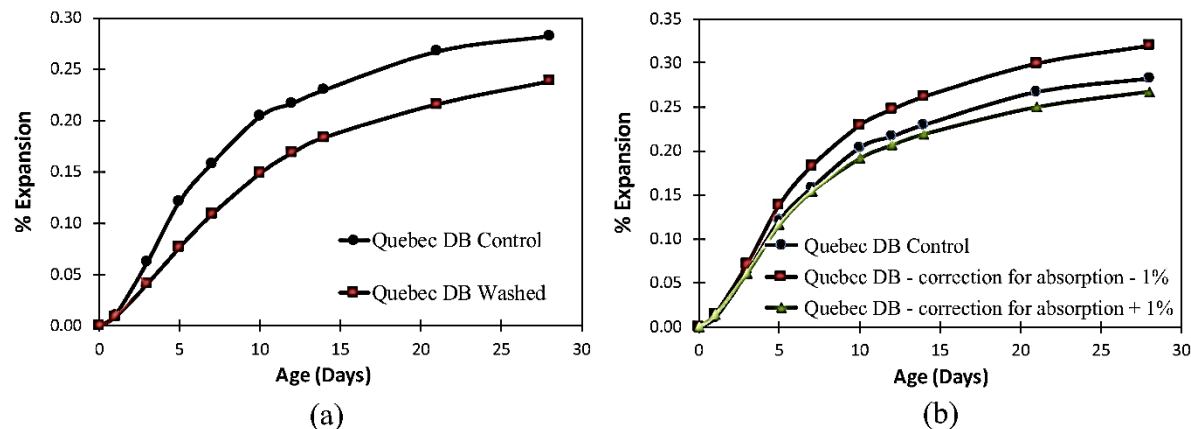


Figura 126. Efectos de: (a) lavado y (b) variabilidad en la corrección de humedad en la expansión de barras de mortero. (Johnson & Shehata, 2016)

Tabla 49. Efectos de diferentes parámetros en la expansión de barras de mortero con RCA.

<b>Efecto del lavado</b>					
	Expansión a los 14 días (%)		Media (%)	Diferencia entre Expan. de las 2 muestras (% de puntos)	8.3% de la expansión promedio
	Sucio	Lavado			
Puente demolido de Quebec	0.230	0.184	0.207	0.046	0.017
<b>Efecto de los errores en la absorción global</b>					
	Expansión a los 14 días (%)		Media (%)	Diferencia entre Expan. de las 2 muestras (%)	8.3% de la expansión promedio
	Corregir la absorción exacta 4.9%	Corregir para Absorc. +1 pctg. Punto: 5.9%			
Puente demolido de Quebec	0.230	0.219	0.224	0.011	0.019

**Continuación de la tabla 49.** *Efectos de diferentes parámetros en la expansión de barras de mortero con RCA.*

**Efecto de los errores en la absorción global**

	Expansión a los 14 días (%)		Media (%)	Diferencia entre Expan. de las 2 muestras (%) )	8.3% de la expansión promedio
	Corregir la absorción exacta 4.9%	Corregir para Absorc. <b>-1 pctg.</b> Punto: 5.9%			
Puente demolido de Quebec	0.230	0.262	0.246	0.032	0.020

Nota: tomada de (Johnson & Shehata, 2016)

El efecto de la variación en la corrección de la humedad en la expansión se muestra en la figura 124b. Uno de los objetivos de los autores en la investigación con respecto al desarrollo de la prueba era examinar si un error de punto porcentual en la absorción probada podría tener un efecto en la expansión. La hipótesis es que la variabilidad en los valores de absorción de RCA entre diferentes laboratorios este dentro del rango de  $\pm 1$  punto porcentual.. Como se muestra en la figura 124b, la corrección de la absorción más un punto porcentual produce una expansión ligeramente menor; sin embargo, la diferencia entre las expansiones es  $<8.3\%$  del promedio, como se indica en la Tabla 49, lo que indica que la diferencia está dentro de la variación de prueba de ASTM C1260.(Johnson & Shehata, 2016)

Corregir la absorción menos un punto porcentual produce más expansión. La diferencia entre las expansiones de esta muestra y la muestra con la absorción de humedad correcta es  $0.032\%$  que es mayor que  $8.3\%$  del promedio ( $0.020\%$ ) como se muestra en la Tabla 49 , indicando que está fuera de la variación de la prueba de ASTM C1260 .(Johnson & Shehata, 2016)

El efecto del método de trituración en la expansión fue mucho más significativo que los efectos del lavado o las correcciones de humedad. Los resultados se muestran en la Fig. 127. El método de trituración I produce menos expansión que la muestra preparada con trituradora de mandíbula y el pulverizador de placas, contrario al método de trituración II que produce expansiones mas cercanas.

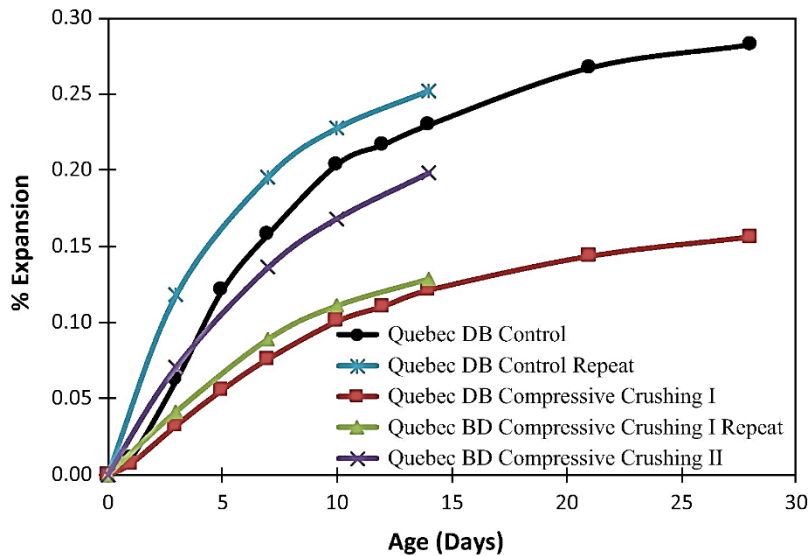


Figura 127. Efecto del método de trituración en la expansión de barras de mortero que contienen RCA. (Johnson & Shehata, 2016)

Los autores expresan que este comportamiento de las expansiones se debe a que el método I produce muestras de más mortero residual que piedras, ya que el mortero residual se rompe más fácil o más rápido que la piedra, y la masa perdida se reemplazó con RCA adicional para la trituración posterior, lo que contribuye con un mortero adicional a la fracción triturada. A diferencia del Método I, el Método II consistió en triturar y volver a triturar una muestra RCA finita; Se descubrió que esto produce una muestra que es más representativa de la RCA gruesa ya que el método resultó en una mayor contribución de la piedra original fracturada. (Johnson & Shehata, 2016)

En la figura 128 se comparan las muestras producidas por el método I que consiste predominantemente en mortero residual (color claro) mientras que la muestra producida por el método II tiene una mejor representación de la piedra original (color oscuro) y el mortero residual.(Johnson & Shehata, 2016)



*Figura 128.*Muestra agregada preparada utilizando los métodos de trituración I y II. (Johnson & Shehata, 2016)

Por otra parte, para la evaluación de RCA utilizando la prueba CMBT, se corrigió el contenido de agua de la mezcla para la absorción del RCA. Los resultados se muestran en la figura 129. Los autores compararon los resultados obtenidos a partir del agregado virgen utilizado en los RCA, del estudio de Grattan-Bellew y también se observan el grafica.

A diferencia del AMBT, el CMBT indica que es probable que Potsdam RCA cause expansión ya que su valor de expansión excedió el límite de expansión del 0,04% propuesto por Grattan-Bellew para el agregado no calcáreo, los autores (Johnson & Shehata, 2016) consideran que esta es una ventaja importante de CMBT sobre AMBT ya que este último no es capaz de evaluar la reactividad de algunos tipos de areniscas como Potsdam

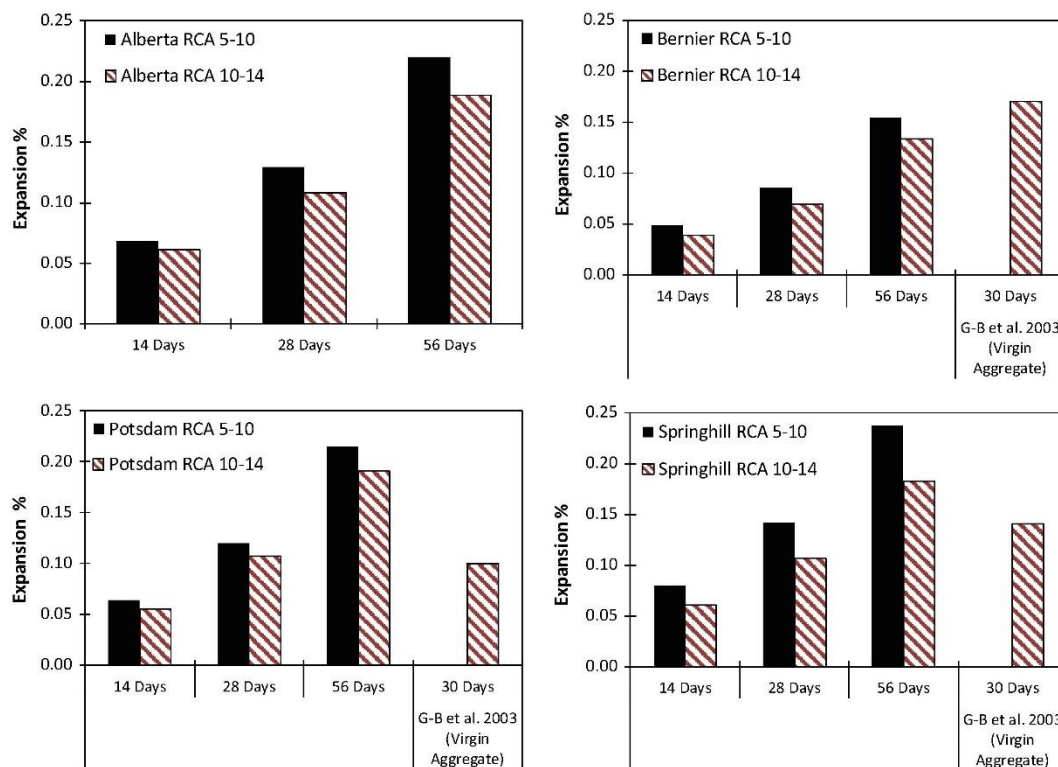


Figura 129. La expansión de CMB que contiene RCA procesada a partir de hormigón que contiene Alberta, Bernier, Potsdam y Springhill RCA junto con la expansión de CMB que contiene virgen Bernier, Potsdam y Springhill, reproducida de Grattan-Bellew. (Johnson & Shehata, 2016)

También, se observó que para Springhill y Potsdam, la expansión de las muestras con RCA a los 28 días fue similar a la de los agregados vírgenes a los 30 días, según lo probado por Grattan-Bellew. Esto sugiere que la reactividad de algunos RCA puede alcanzar la del agregado original utilizado en el hormigón viejo.

En la investigación realizada por (Campos et al., 2018) mencionada anteriormente en el inicio de la sección 7.1. se implementó la microscopía electrónica de barrido (SEM), con el objetivo de validar la hipótesis de la combinación del ataque interno de sulfato y la reacción álcali agregado sobre una presa de concreto reforzado que presenta grietas y desplazamientos no recuperables. Además, los autores desarrollaron un modelo de elementos finitos 3D para estudiar la presa completa y un modelo 2D para evaluar específicamente el comportamiento del bloque 5.

### Modelo 3D

La geometría del modelo 3D, la generación de la malla de elementos finitos (FE) y la representación de los resultados se realizó con el software GiD, los cálculos se realizaron mediante el código FE DRAC. La figura 130a muestra la geometría 3D de la presa aguas abajo y la malla FE y la figura 130b muestra las interfaces entre los bloques de la presa, y entre la presa y el suelo circundante.(Campos et al., 2018)

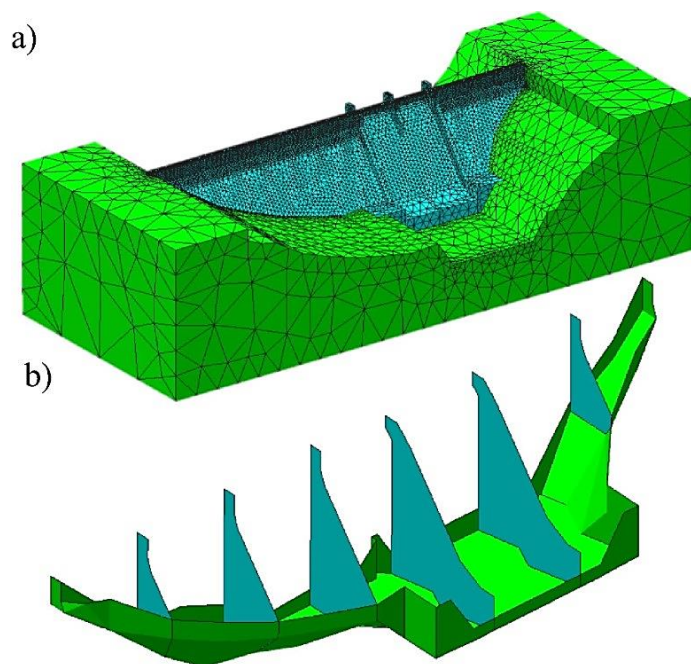


Figura 130. a) Geometría del modelo 3D y malla FE, b) interfaces en el modelo 3D. (Campos et al., 2018)

Como se observa la mala FE es más densa en la cara corriente abajo y en la parte superior de la cara corriente arriba de la presa, esto corresponde a las áreas expuestas al ISA.

## Modelo 2D

La figura 131 presenta la malla de FE creada para el bloque 5 con la mayor densidad de elementos cerca de la cara corriente abajo, donde la expansión ocurre debido a la presencia de oxígeno.(Campos et al., 2018)

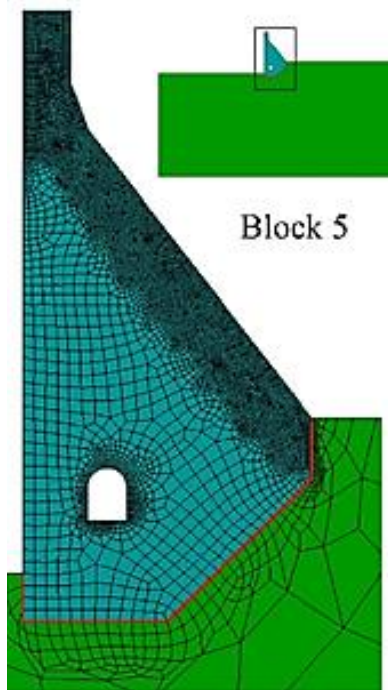


Figura 131. geometría del modelo 2D y malla FE. (Campos et al., 2018)

Adicionalmente, el modelado de reacciones químicas requiere considerar los procesos de transporte involucrados, lo que conduce a sistemas de difusión de reacción.

## Modelo de difusión – reacción ISA

El ISA se desarrolla en dos etapas: la primera reacción es debido a la oxidación de los sulfuros de hierro en el agregado (pirrotita) y la segunda reacción es debido al ataque de sulfato de los productos de la oxidación a la pasta de cemento.(Campos et al., 2018)



La reacción primaria se plantea mediante un modelo que tiene en cuenta la cinética de las reacciones de oxidación de la pirrotina y la difusión de oxígeno en el concreto. La evolución del proceso depende de la oxidación de la pirrotita en los agregados, este desarrollo se rige por el siguiente sistema de ecuaciones (25-28):

$$\frac{\partial [O_2]}{\partial t} = \nabla^2 (D[O_2]) - gk_2[O_2][Fe^{2+}] \quad (25)$$

$$\frac{\partial [Fe_{1-x}S]}{\partial t} = -k_4[Fe_{1-x}S][Fe^{3+}] \quad (26)$$

$$\frac{\partial [Fe^{2+}]}{\partial t} = \delta k_4[Fe_{1-x}S][Fe^{3+}] - k_2[O_2][Fe^{2+}] \quad (27)$$

$$\frac{\partial [Fe^{3+}]}{\partial t} = k_2[O_2][Fe^{2+}] - \rho k_4[Fe_{1-x}S][Fe^{3+}] \quad (28)$$

Donde  $x$  oscila entre 0 y 0.125 y define la estequiometría de pirrotina,  $g = 0.25$ ,  $\rho = 8-2X$  y  $\delta = 9-3x$  son coeficientes estequiométricos de las reacciones,  $k_2$  y  $k_4$  son coeficientes cinéticos del sulfuro de hierro y  $D$  es el coeficiente de difusión de oxígeno en el concreto. (Campos et al., 2018)

La ecuación 25 se obtiene aplicando la Ley de Fick. Esta ecuación permite tener en cuenta el proceso de transporte de oxígeno desde una fuente externa (el aire atmosférico) y su consumo por las reacciones químicas dentro del concreto. La ecuación 26 es la cinética en términos de consumo de pirrotita. La ecuación 27 es la continuidad de la concentración de iones  $Fe^{2+}$  en el

tiempo. Igualmente la ecuación 28 es la continuidad de la concentración de iones  $Fe^{3+}$ . (Campos et al., 2018)

La difusión de  $Fe^{2+}$  y  $Fe^{3+}$  no se tendrá en cuenta, ya que el modelo propuesto por los autores considera el concreto como un material homogéneo.

La solución de este sistema se resuelve incremental e iterativamente, donde la concentración de oxígeno ( $[O_2]$ ) es una variable global, mientras que las concentraciones de pirrotita ( $[Fe_{1-x} S]$ ) e iones de hierro son variables locales. (Campos et al., 2018)

La reacción secundaria se produce por el ácido sulfúrico producto de la oxidación de los sulfuros de hierro presente en los apegados que entran en contacto con la pasta de cemento y produce un ataque ácido. El ácido sulfúrico reacciona primero con el hidróxido de calcio (portlandita) de la pasta para formar yeso, seguidamente, reacciona con las diferentes fases de los aluminatos de calcio no difusivos en la pasta de cemento hidratado para generar ettringita secundaria. (Campos et al., 2018)

La ecuación 29 expresa la evolución de la expansión volumétrica  $(\Delta V/V)_{(t)}$  a lo largo del tiempo en función de la oxidación de pirrotita.

$$\left(\frac{\Delta V}{V}\right)_{(t)} = \left(\frac{\Delta V}{V}\right)_{\infty} \cdot \left(\frac{[Fe_{1-x} S]_{(0)} - [Fe_{1-x} S]_{(t)}}{[Fe_{1-x} S]_{(0)}}\right) \quad (29)$$

Donde  $(\Delta V/V)_{\infty}$  es la expansión volumétrica final o máxima,  $[Fe_{1-x} S]_{(0)}$  y  $[Fe_{1-x} S]_{(t)}$  son la concentración inicial de pirrotita y en el tiempo t, respectivamente. El valor de  $[Fe_{1-x} S]_{(t)}$  se obtiene resolviendo el sistema de ecuaciones (25 – 28) (Campos et al., 2018)

### Modelo AAR

El modelo cinético utilizado por los autores evalúa la evolución de AAR con el tiempo y según la temperatura de acuerdo con la ecuación 30:

$$1 - \xi(t) = \tau_{c(T)} \lambda_{(\xi, T)} \frac{\partial \xi(t)}{\partial t}, \lambda_{(\xi, T)} = \frac{1 + e^{-\frac{\tau_L(T)}{\tau_c(T)}}}{\xi + e^{-\frac{\tau_L(T)}{\tau_c(T)}}} \quad (30)$$

Donde  $\xi$  es la extensión de la reacción, T es la temperatura absoluta, t es el tiempo,  $\tau_c$  y  $\tau_L$  son constantes del tiempo característico y del tiempo de latencia, respectivamente.

Se realizó un análisis térmico para determinar la temperatura mensual promedio utilizando el código DRACFLOW. Para los cálculos, el suelo se consideró adiabático y la temperatura del agua se definió en los nodos de la malla que estaría en contacto con el depósito. El transporte de calor entre el concreto reforzado y el aire se consideró aplicando flujos impuestos en las caras de los elementos de la malla en contacto con la superficie. Estos flujos se obtienen del producto entre el coeficiente de convección y la diferencia de temperatura entre la superficie del concreto y el aire. Se definió una temperatura inicial del concreto reforzado y, posteriormente, las condiciones de contorno se aplicaron cada mes hasta que se obtuvo el ciclo anual de temperaturas. (Campos et al., 2018)

Una vez se conoce la temperatura para cada mes de un año típico, la ecuación 30 puede integrarse para cada punto de la malla en el tiempo y mediante la ecuación 31 se obtiene la deformación para cada punto a diferentes edades del bloque.

$$\left(\frac{\Delta V}{V}\right)_{(t)} = \left(\frac{\Delta V}{V}\right)_{max}^{raa} \cdot \xi(t) \quad (31)$$

Donde  $\left(\frac{\Delta V}{V}\right)_{max}^{raa}$  es la expansión volumétrica máxima debido a AAR.

Ademas, los autores implemetaron una ley constitutiva no lineal que describe el agrietamiento y permite considerar el efecto de cizallamiento, según los modelos de Mohr – Coulomb.

La ley constitutiva de los elementos de interfaz de grosor cero utilizado en la investigación se basa en la teoría de elasto-plasticidad e incorpora conceptos mecánicos de fractura. Las principales características del modelo plástico se representan en la figura 132.(Campos et al., 2018)

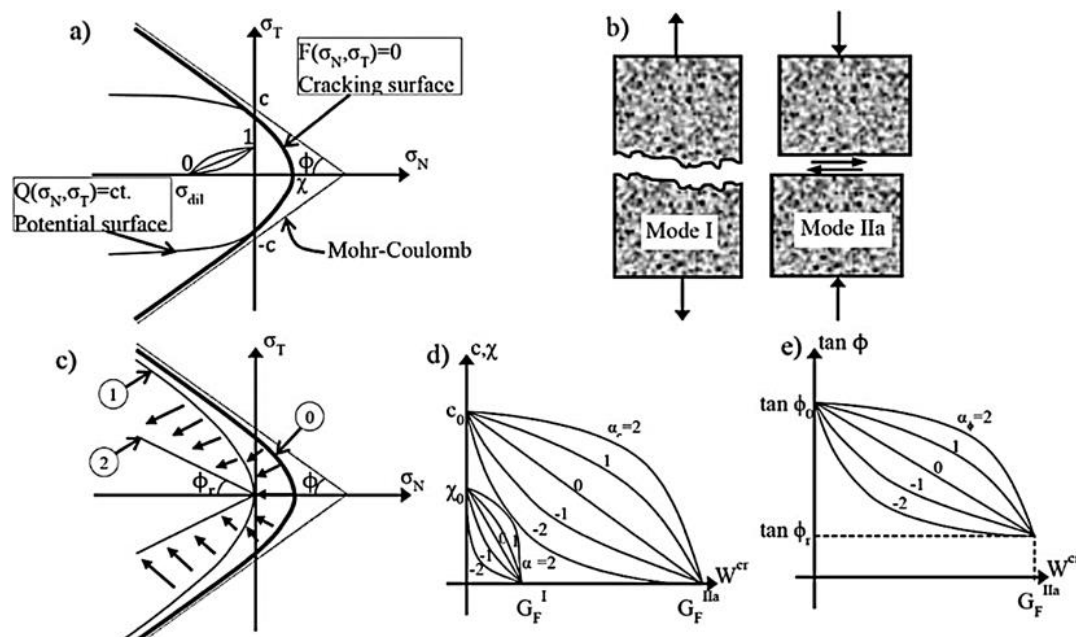


Figura 132. Leyes de grietas: (a) superficie de fisuración hiperbólica F y potencial plástico Q; (b) modos fundamentales de fractura; (c) evolución de la superficie de craqueo; (d) suavizar las leyes para  $\chi$  y  $c$ ; (e) Ley suavizante para  $\tan \phi$ . (Campos et al., 2018)

La superficie de carga inicial (falla)  $F = 0$  se da como una hipérbola de tres parámetros (figura 132 a), donde la resistencia a la tracción  $X$  (el vértice de la hipérbola), la cohesión asintótica  $c$  y el ángulo de fricción asintótico  $\tan \phi$  son parámetros del modelo. (ecuación 32).

$$F = \sigma_T^2 - (c - \sigma_N \tan\phi)^2 + (c - X \tan\phi)^2 \quad (32)$$

A medida que aparecen las grietas, la superficie de carga comienza a reducirse debido a la disminución de los parámetros principales de acuerdo con las leyes de evolución basadas en el trabajo disipado en el proceso de fractura ( $W^{cr}$ ). (Campos et al., 2018)

Para controlar la evolución de  $F$ , el modelo tiene dos parámetros que representan: la energía clásica de fractura en el modo I, y una segunda energía de fractura en el modo IIa definida bajo cizalla y alta compresión sin dilatación, como se observa en la figura 132 b) (Campos et al., 2018). La tabla 50 contempla los resultados de los modelos numéricos propuestos por los autores.

**Tabla 50.** *Resultados de los modelos de expansión*

<b>Modelo</b>	<b>Resultados</b>
Modelo ISA	En la evaluación de las expansiones debidas a ISA, los autores señalaron una deformación máxima de <b>6 mm / m</b> , es decir, $(\Delta V / V) = 0.018$ . Los resultados indicaron que el ISA se desarrolla en un área cercana a la cara corriente abajo, sin ningún signo de expansión en el interior de la presa.
Modelo ARR	Los resultados del análisis térmico muestran que el interior de la presa no presenta cambios significativos en la temperatura durante el año, mientras que las regiones cercanas a las caras de la presa experimentan variaciones de temperatura de <b>0 °C</b> en el invierno a <b>16 °C</b> en el verano. La deformación máxima se estableció en <b>2,8 mm / m</b> , es decir, $(\Delta V / V) = 0.018$ . Los resultados muestran que la expansión comienza en el área cercana a la cara corriente abajo debido a las temperaturas más altas en el verano, lo que acelera las reacciones, y se desarrolla a toda la presa de manera más uniforme que en el caso de la ISA, que es una reacción más localizada
Modelo ISA y ARR	Los resultados indican que las primeras expansiones se ubican cerca de la cara descendente y se deben principalmente al ISA, mientras que las expansiones debidas al AAR aparecen más tarde y afectan el resto de la presa. hipótesis razonable es suponer que la deformación predominante es la que genera la reacción más expansiva y la reacción menos expansiva llenarían los vacíos y grietas causadas por las reacciones más expansivas

*Nota:* elaboración propia, información tomada de (Campos et al., 2018)

La Fig. 133 muestra la distribución de las expansiones debidas a ISA y AAR desde la cara de aguas arriba a la cara de aguas abajo de una sección transversal horizontal situada aproximadamente a la altura media del bloque 5 para diferentes edades de la simulación numérica.

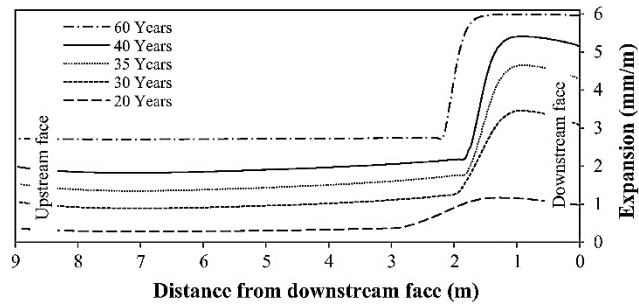


Figura 133. Distribución de las expansiones en una sección a media altura del bloque 5 debido al ISA y AAR a diferentes edades de la simulación numérica. (Campos et al., 2018)

El análisis no lineal del bloque 5 presenta dos situaciones: En el primero, la deformación se debe principalmente a las reacciones más expansivas y La segunda situación asume que las deformaciones son la superposición de ambas reacciones Por lo tanto, se evalúan dos hipótesis:

$$\text{Hipótesis 1 (H1)} : \varepsilon_{(t)} = \max(\varepsilon_{(t)}^{ISA}; \varepsilon_{(t)}^{ARR})$$

$$\text{Hipótesis 2 (H2)} : \varepsilon_{(t)} = (\varepsilon_{(t)}^{ISA} + \varepsilon_{(t)}^{ARR})$$

Donde  $\varepsilon_{(t)}$  es la expansión final,  $\varepsilon_{(t)}^{ISA}$  y  $\varepsilon_{(t)}^{ARR}$  son las expansiones debidas a ASI y AAR durante un tiempo  $t$ , respectivamente.

La Fig. 134 muestra los desplazamientos registrados en la presa y los producidos por el modelo con uniones no lineales para las hipótesis H1 y H2.

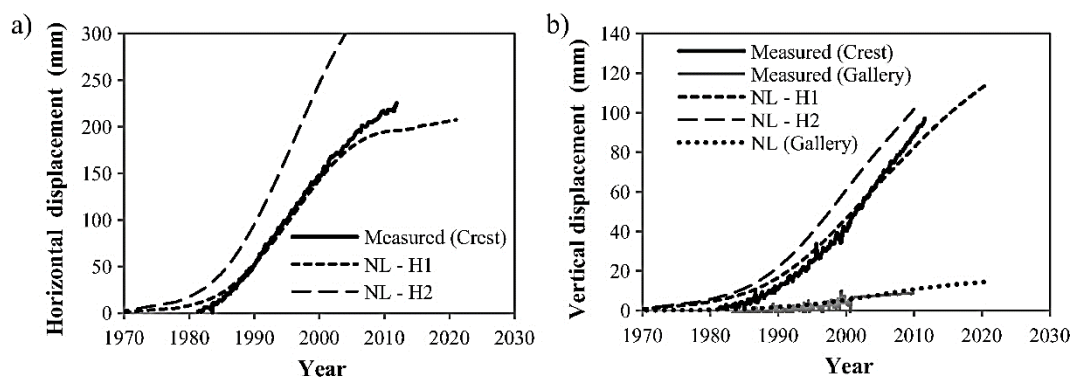


Figura 134. Evolución de los desplazamientos horizontales (a) y verticales (b) medidos en la presa y calculados con modelos no lineales (NL) en la cresta y en la galería (desplazamientos verticales). (Campos et al., 2018)

En el caso de la hipótesis H1, el desplazamiento producido por el modelo alcanza valores cercanos a los desplazamientos reales. La figura 134 b) también revela que los valores generados por el modelo son consistentes con los desplazamientos verticales medidos en la galería

De esta forma, el modelo numérico arroja resultados que son consistentes con el diagnóstico de un efecto combinado de un AAR que afecta a la presa a nivel mundial y un ISA localizado cerca de la cara posterior.

### 8.3. Prevención, mantenimiento y rehabilitación.

La RAA es uno de los problemas más difíciles de controlar en el concreto. Al ser su acción progresiva en el tiempo y ser uno de los pocos fenómenos netamente endógenos, es decir, que tienen origen y progresión dentro del material, hace prácticamente imposible ejercer control a posteriori, por esta razón casi todas las acciones deben ser preventivas. (Melo, 2014). Una de las prácticas más eficientes para prevenir la RAA corresponde a identificar la susceptibilidad del agregado antes de ser usado en la fabricación del concreto.



El estudio realizado por el Ing Julian Silva, mencionado anteriormente en la sección 7.2 del presente trabajo, donde se describió la propuesta metodológica de un nuevo ensayo de electro migración, para determinar la reactividad de álcali silice de un agregado liviano fabricado con arcilla térmicamente expandida.

Además, evaluó la reducción de la expansión de probetas con agregados reactivos mediante la norma ASTM C1567, usando una serie de combinaciones de ceniza volante (de una termoeléctrica local) y humo de sílice (de una casa comercial). Finalmente, se evaluó el efecto del nitrato de litio en la inhibición de la reacción.

Gran parte del procedimiento de la ASTM C1567 es parecido al de la ASTM 1260. El aporte que da la norma es suministrar los parámetros necesarios para la optimización de la fluidez de la mezcla cuando se utilizan adiciones. La demanda de agua de la ceniza volante y el humo de sílice produce cambios en la fluidez de la mezcla. Por esta razón, la cantidad óptima de aditivo en la mezcla debe lograr una fluidez de  $\pm 7.5\%$  de la mezcla patrón (sin adiciones), utilizando la mesa de flujo según la ASTM C1437 (Figura 135). (Silva, 2018)



Figura 135. Mesa de flujo según ASTM C1437. (Silva, 2018)

Las mezclas con adiciones se compararon frente a una mezcla patrón (F1), la cual se diagnosticó previamente como reactiva. Las mezclas (CV 10), (CV 20) y (CV 30) fueron adicionadas con humo de sílice y las mezclas (HS 5), (HS 10) y (HS 15) se adicionaron con ceniza volante. (Silva, 2018) Las mezclas utilizadas se muestran en la Tabla 51.

**Tabla 51.** Porcentajes de sustitución para las mezclas adicionadas

Mezcla	Humo de Sílice (%)	Ceniza Volante (%)
F1		
HS 5	5	
HS 10	10	
HS 15	15	
CV 10		10
CV 20		20
CV 30		30

Nota: tomada de (Silva, 2018)

La figura 136 muestra los resultados de expansión en porcentaje de las mezclas con adición de ceniza volante.

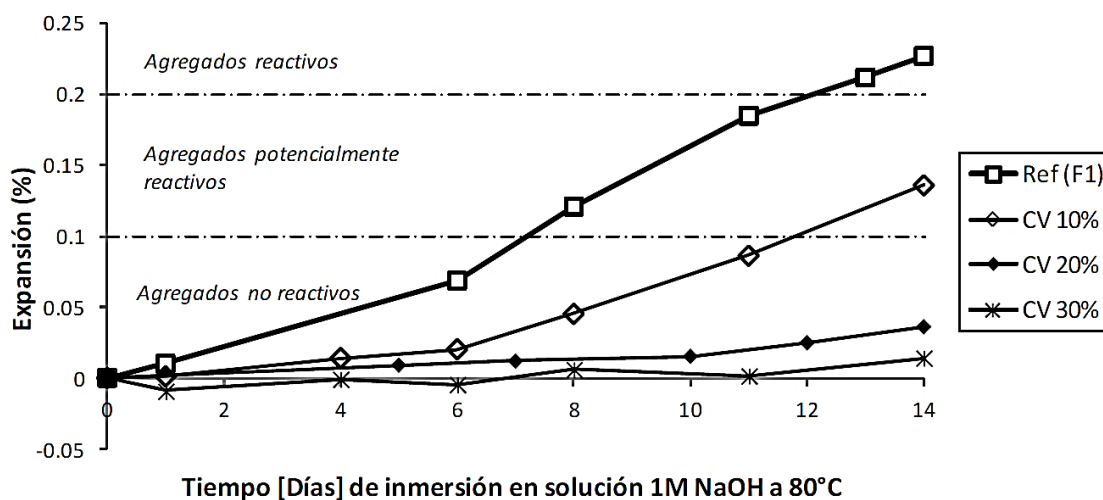


Figura 136. Mitigación de la reacción mediante ceniza volante. (Silva, 2018)

La anterior figura muestra la eficiencia de la ceniza volante en la mitigación de la reacción álcali sílice con porcentajes de adición superiores al 15% en la mezcla de mortero. El autor expresa que esto puede deberse al efecto que tiene la ceniza sobre el coeficiente de difusión de los álcalis. Dado que el uso de la ceniza volante reduce significativamente el tamaño de los poros debido a su finura y a la activación puzolánica generada por la alta temperatura, de esta forma la difusividad se ve reducida en gran medida, reduciendo también la migración de álcalis desde el exterior. (Silva, 2018)

Otra alternativa que se estudio fue el uso de humo de sílice como adición puzolánica. En la figura 137 se presentan los resultados de las mezclas que emplean esta adición:

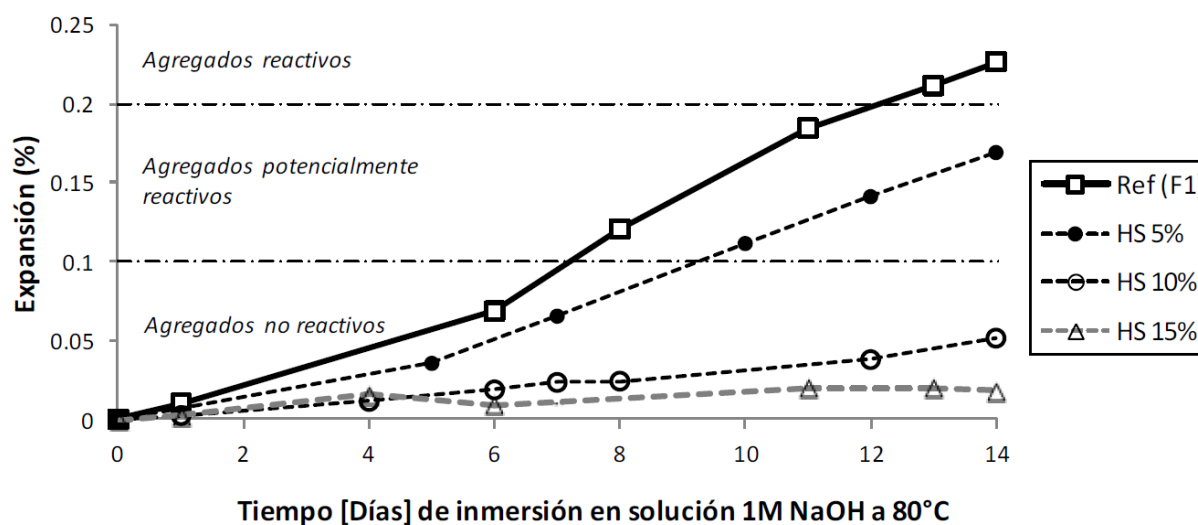


Figura 137. Mitigación de la reacción mediante Humo de Sílice. (Silva, 2018)

Los resultados muestran que es posible reducir la expansión empleando humo de sílice. La principal hipótesis que sustenta estos resultados tiene que ver con la mineralogía de este producto. Dado que se compone principalmente de óxidos de sílice amorfos, estos reaccionan con los álcalis disponibles, formando silicatos alcalinos, haciendo que el pH de la solución de poros se reduzca. Además, el humo de sílice también reduce la permeabilidad. (Silva, 2018)

Como complemento de la investigación, se verifico efecto de estas adiciones con respecto a la resistencia mecánica. Se elaboraron cubos de 50 mm de arista para cada mezcla y se realizaron pruebas de resistencia a la compresión según la norma ASTM C-109. Se prepararon 3 grupos de cubos por cada mezcla; dos grupos ensayados a los 28 y 85 días bajo condiciones normales de curado (22°C y saturados en agua con cal) y el tercer grupo ensayado a los 2 días con un curado a alta temperatura similar al especificado por la norma ASTM C1260. (Silva, 2018)

En la figura 138 se observa la muestras y el ensayo de resistencia a la compresión.

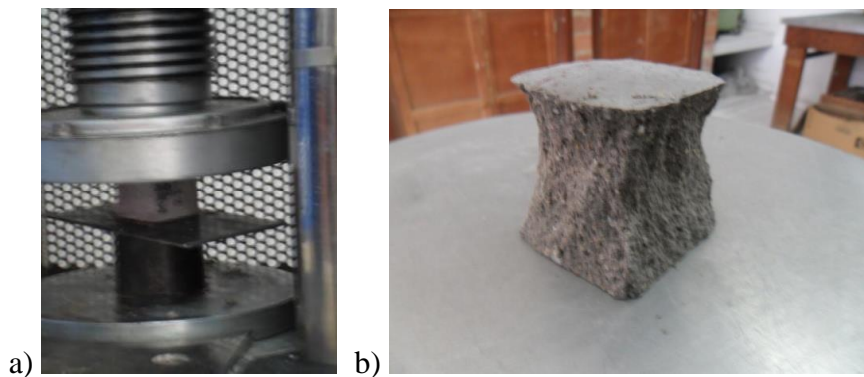


Figura 138. Ensayos de resistencia: a) prensa utilizada, b) muestra fallada. (Silva, 2018)

A continuación se presentan los resultados de la resistencia mecánica en la figura 139

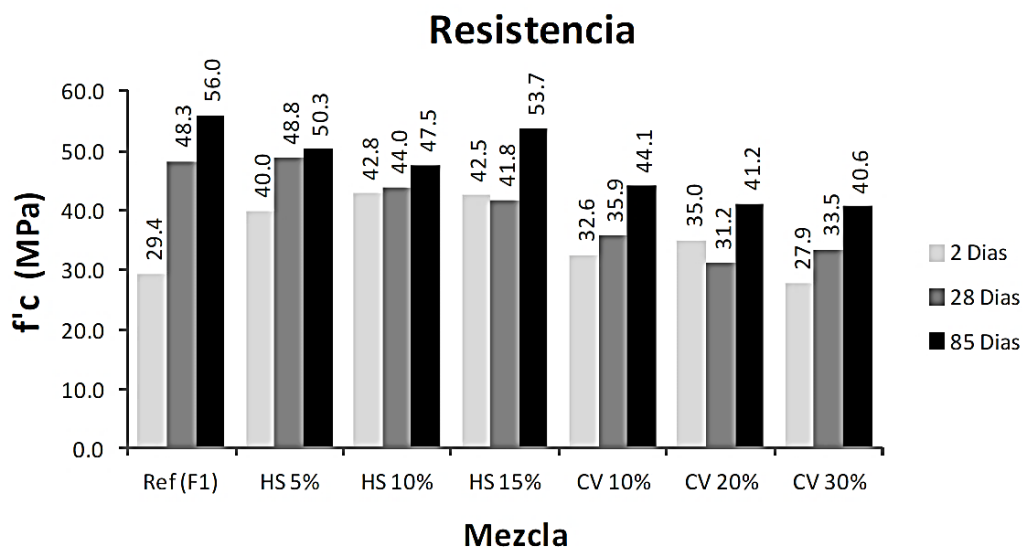


Figura 139. Resistencia mecánica de las muestras adicionadas. (Silva, 2018)

De la grafica anterior se puede observar que la tendencia de la resistencia de las mezclas adicionadas para edad de 2 días con curado acelerado no muestra una relación directa con respecto al porcentaje de adición; sin embargo, esas resistencias son mayores a las obtenidas por la mezcla de referencia, excepto CV 30%, lo que demuestra la efectividad de la activación puzolánica mediante el curado a alta temperatura. (Silva, 2018)

Para evaluar la mitigación de la RAS usando nitrato de litio los autores realizaron otra modificacioin al ensayo ASTM C1260, a diferencia de la modificación descrita anteriormente en la sección 7.2 esta no busco acelerar la cinética de la reacción, sino reducirla. Se realizo un total de cuatro mezclas en esta etapa. La primera fue una mezcla patrón usada como referencia (T1), la cual se diagnosticó previamente como reactiva. La segunda (T2), utilizó la misma proporción de cemento/agregado, pero adicionando 30% denitrato de litio en el agua de mezcla. Las 2 mezclas restantes (TE 1 y TE 2) experimentaron el proceso electroquímico.(Silva, 2018)

La figura 140 muestra el ensayo electroquímico realizado.

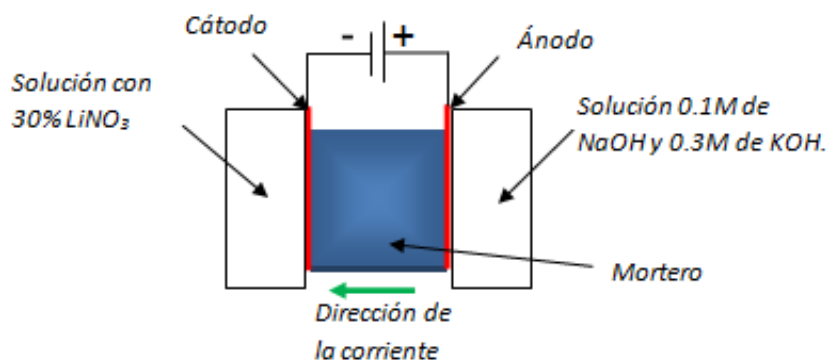


Figura 140. Esquema del ensayo propuesto. (Silva, 2018)

En la figura 141 se muestran las curvas de expansión para las mezclas tratadas con nitrato de litio.

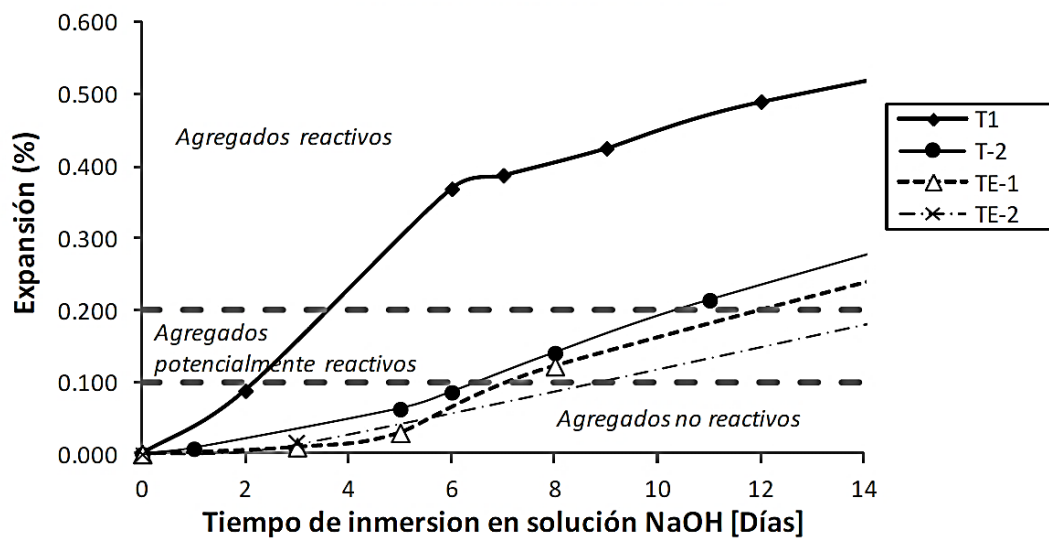


Figura 141. Expansiones de mezclas tratadas con  $\text{LiNO}_3$ . (Silva, 2018)

De la figura anterior se puede concluir que para todas las muestras tratadas, las expansiones a los 14 días fueron mayor a 0.2 %. Sin embargo el autor resalta la reducción de la expansión con el tratamiento electroquímico, (TE-1 y TE-2) que fue hasta el 40%, este valor es significativo si se tiene en cuenta la alta reactividad de los agregados utilizados en las mezclas. La eficiencia del tratamiento parece estar relacionada con el voltaje aplicado (15V-20V): al incrementarlo el tratamiento fue más eficaz. Sin embargo, para aplicaciones prácticas el voltaje no puede ser demasiado alto debido al efecto Joule y su correspondiente incremento en la temperatura. (Silva, 2018)

La figura 142 muestra el aspecto de algunas barras de cada mezcla luego de los experimentos. El deterioro es significativo en las muestras luego de la inmersión en la solución alcalina en caliente



Figura 142. Apariencia de las probetas luego de los ensayos. (Silva, 2018)

Como se observa, el nivel de daño encontrado está relacionado directamente con las mediciones de expansión. Se encontraron importantes grietas de las muestras de referencia; Sin embargo, el agrietamiento disminuye cuando se aplica el tratamiento. Aunque para las muestras de litio mezclado parece que había una alta densidad de grietas, fueron mucho más pequeñas que las de la referencia. De forma concluyente, el autor asume que el tratamiento electroquímico es más eficaz que incluir el litio en el agua de mezcla de las muestras, como tratamiento al concreto endurecido. (Silva, 2018)

Adicionalmente, se determinó la resistencia a la compresión de las mezclas con el fin de evaluar la influencia del nitrato de litio en las propiedades mecánicas del mortero. La tabla 52 muestra el tipo de curado y el tiempo de valoración para cada una de las muestras en estudio. Para esto, se utilizó una prensa hidráulica, de acuerdo con la norma ASTM C109.

**Tabla 52.** Resumen de los ensayos para evaluar el efecto del  $\text{LiNO}_3$  en la resistencia mecánica.

Mezcla	Materiales mezclados	Tipo de curado	Edades Valoradas
T1-A	Cemento + Agregado Reactivo	Normal	1, 7 y 38 días
T1-B	Cemento + Agregado Reactivo	En caliente (80 °C)	2 y 38 días
T2-A	Cemento + Agregado Reactivo+30% $\text{LiNO}_3$	Normal	1, 7 y 38 días
T2-B	Cemento + Agregado Reactivo+30% $\text{LiNO}_3$	En caliente (80 °C)	2 y 38 días

Nota: tomado de (Silva, 2018)

La figura 143 muestra los resultados obtenidos de la prueba de resistencia a la compresión,

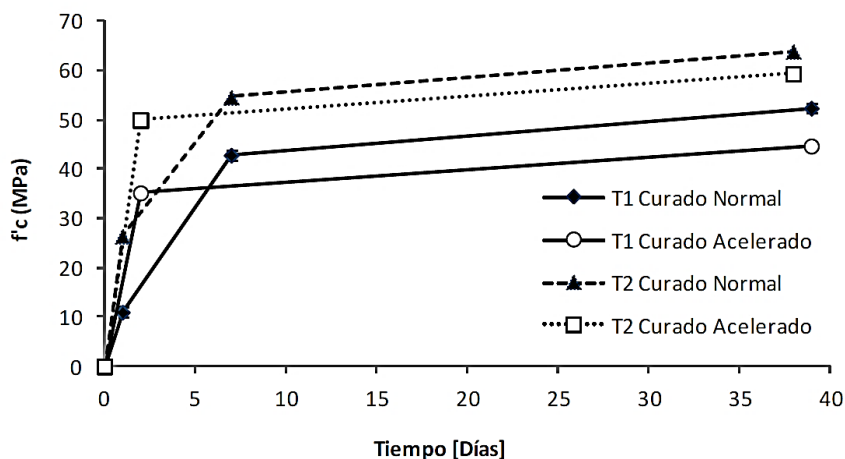


Figura 143. Resistencia a la compresión con curado normal y acelerado. (Silva, 2018)

Como se puede observar el método de curado no influye significativamente en el aumento de la resistencia a la compresión., debido a que la mezcla con  $\text{LiNO}_3$  acelera la hidratación del silicato tricálcico (C3S) y aluminato tricálcico (C3A) componentes del cemento que le proveen de alta resistencia a edades tempranas. (Silva, 2018)



La reutilización de residuos sólidos en la industria de la construcción puede ayudar a reducir los costos y las pérdidas ambientales en relación con el tratamiento o eliminación final de esos residuos, además genera un impacto positivo en la disminución de la extracción de materias primas del medio ambiente. (Dos Santos Adorno, de Medeiros, Filho, & Réus, 2017)

En la revisión bibliográfica del presente estudio se halló una investigación elaborada por (Dos Santos Adorno et al., 2017). sobre el efecto de la adición de cerámica roja, relleno de piedra caliza y ceniza de cascara de arroz en la reacción de álcali silice en el concreto.

A continuación se describen los materiales que los autores utilizaron en el estudio:

- El material cerámico utilizado en la investigación proviene de bloques de cerámica roja de alfarería. Los bloques se trituraron en la trituradora de mandíbula para obtener el 100% del material de paso mediante el tamiz # 4, después de la trituración, el material de paso se molió en el molino de bolas, durante los tiempos determinados: 0,5; 1.0 y 1.5 h. La masa específica de la cerámica molida utilizada en este estudio es de 2,60 g / cm .

- La ceniza de cáscara de arroz es un material obtenido por combustión controlada en caldera con lecho fluidizado y tiene una masa específica de 2.12 g / cm .

- El relleno de piedra caliza utilizado proviene de la fábrica "Itaú de Minas da Votorantim Cimentos", que normalmente se utiliza para producir cementos y morteros. La masa específica de este material es de 2,70 g / cm .

- El agregado fino seleccionado para el experimento es un granito de roca potencialmente reactiva, con expansión entre 0,1 y 0,2% a los 16 días, según las especificaciones de ASTM C 1260/2007

La composición química del material cerámico, la ceniza de cáscara de arroz y el relleno de piedra caliza se muestran en la Tabla 53 .

**Tabla 53.** Composición química (%) de los aditivos.

Material	SiO <sub>2</sub>	CaO	MgO	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	K <sub>2</sub> O	SO <sub>3</sub>	TiO <sub>2</sub>	ZnO	MnO	Álcali total con Na <sub>2</sub> Oe <sup>a</sup>
Relleno de piedra caliza	2.97	78.03	15.06	0.44	1.73	0.31	1.21	-	-	0.11	0.20
Ceniza de cáscara de arroz	88.94	1.10	-	0.11	2.42	4.18	2.08	-	0.01	0.88	2.75
Material cerámico	55.32	0.19	-	5.27	35.50	1.28	1.23	1.09	0.01	0.04	0.84

Nota: Na<sub>2</sub>Oe<sup>a</sup> = Na<sub>2</sub>O + 0.658K<sub>2</sub>O tomada de (Dos Santos Adorno et al., 2017)

La caracterización física de las adiciones y del cemento se determinaron según las curvas granulométricas por difracción láser y por el área de superficie especificada por la técnica de BET. La Figura 144 muestra la distribución granulométrica de los materiales utilizados y, en la Tabla 54, los resultados de la determinación del área de superficie específica por el método BET y el diámetro promedio de tamaño de las partículas. (Dos Santos Adorno et al., 2017)

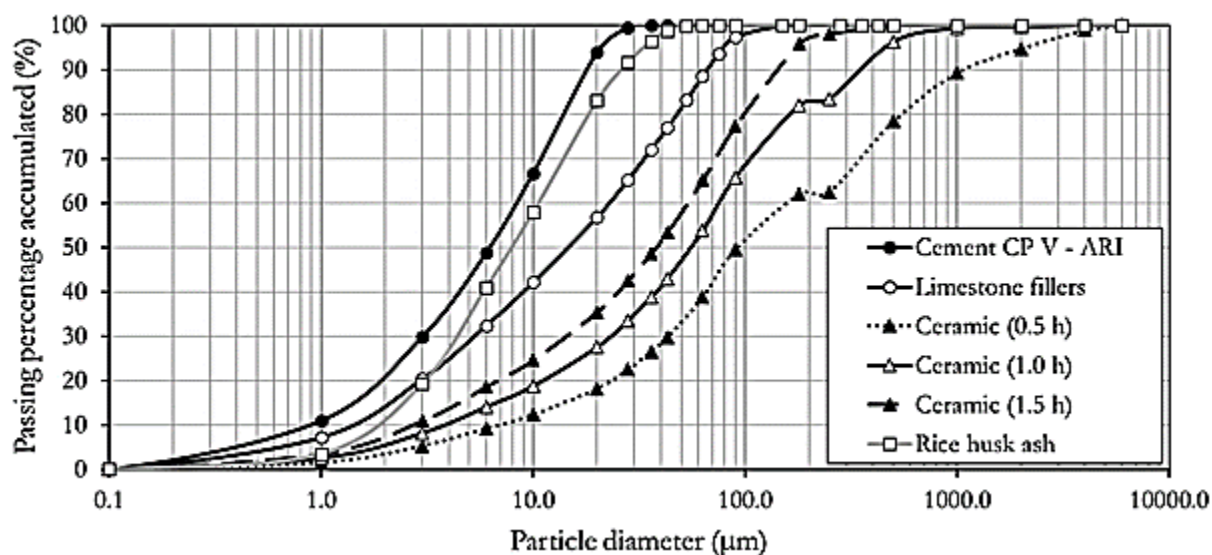


Figura 144. Distribución del tamaño de partícula de las adiciones en comparación con el cemento utilizado. (Dos Santos Adorno et al., 2017).

**Tabla 54.** Área superficial específica BET y partícula media de los aglomerados.

<b>Material</b>	<b>Area superficial específica (m<sup>2</sup>/g)</b>	<b>Partícula medida de los aglomerados (m)</b>
Cemento CPV -ARI	1.1	6.3
Relleno de piedra caliza	1.4	15.4
Ceniza de cáscara de arroz	14.7	8.1
Material cerámico 0.5 h.	12.9	93.3
Material cerámico 1.0 h.	13.0	56.1
Material cerámico 1.5 h.	13.0	38.1

*Nota:* tomada de (Dos Santos Adorno et al., 2017)

De esta forma los autores concluyen que la ceniza de cascara de arroz fue la adición que más se asemejó en la curva granulométrica del cemento Portland, además enfatizan sobre la influencia del tiempo de molienda en la distribución granulométrica de los granos. Con un aumento de la finura del material según el aumento del tiempo de molienda. Por otro lado, el área de superficie específica BET de la cerámica molida es casi 12 veces mayor que el área de cemento, independientemente del tiempo de molienda. (Dos Santos Adorno et al., 2017)

La actividad puzolánica de las adiciones se investigó determinando el índice de actividad puzolánica (IPA) con cal y el índice de actividad puzolánica [IPA] con cemento, para cuantificar el potencial reactivo.

Los resultados del índice de actividad puzolánica (IPA) con cal para relleno de piedra caliza, para ceniza de cáscara de arroz y para material cerámico se encuentran en la Fig. 145

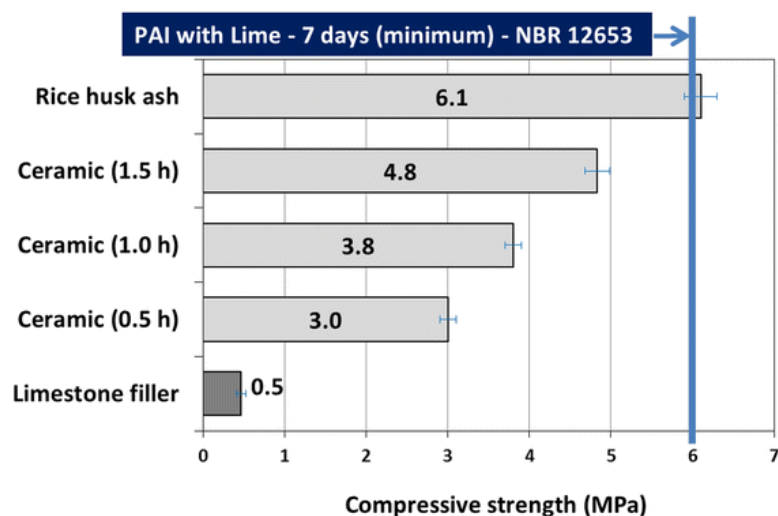


Figura 145. Índice de actividad puzolánica (PAI) con cal. (Dos Santos Adorno et al., 2017)

El índice de actividad puzolánica (IPA) con cal indica que la adición es puzolánica cuando la resistencia a la compresión alcanza, al menos 6,0 MPa en. En el caso de la ceniza de cáscara de arroz, fue la única adición que se clasificó como una puzolana en este estudio, a pesar de que el resultado se encuentra en el umbral de puzolanidad. El mortero con adición de relleno de piedra caliza, tuvo una resistencia a la compresión por debajo del mínimo de 6.0 MPa. Los autores expresan que este comportamiento evidencia que no hay actividad química significativa entre el hidróxido de calcio y el relleno de piedra caliza y, de esta manera, esta adición no se clasifica como puzolana. (Dos Santos Adorno et al., 2017).

En el caso del método IPA con cemento Portland, se debe preparar un mortero de referencia, que contenga solo cemento Portland y otro para cada adición de mineral que se este probando. De acuerdo a la NBR 5,752 / 2012, la cual exige que los morteros tengan una consistencia preestablecida ( $225 \pm 5$  mm), se establecen diferentes volúmenes de agua de mezcla en función de las características físico – químicas de las adiciones minerales. La norma NBR

12,653 / 2012 establece como límite un adicional de 10 a 15% sobre el volumen de agua de la mezcla del mortero de referencia. (Dos Santos Adorno et al., 2017)

La figura 146 muestra los resultados de la demanda de agua de morteros después de la sustitución parcial de cemento por relleno de piedra caliza, ceniza de cáscara de arroz y material cerámico.

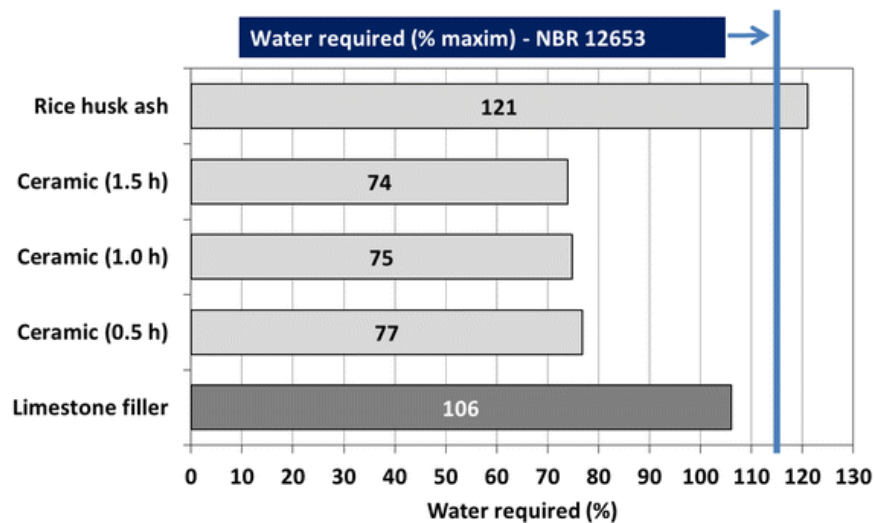


Figura 146. Porcentaje de demanda de agua de mezcla de morteros de cemento Portland que contienen adiciones minerales en comparación con el mortero de referencia (Dos Santos Adorno et al., 2017).

Los resultados muestran que el relleno de piedra caliza aumentó en un 6% la demanda de agua en comparación con el mortero de referencia, mientras que la cerámica roja, con las diferentes finuras, redujo la demanda, en promedio de un 75% y la ceniza de arroz aumentó la demanda de agua al 121% del agua necesaria para la serie de referencia. (Dos Santos Adorno et al., 2017).

La relación agua / cemento o material en el diseño de las mezclas tiene un impacto sobre la resistencia a la compresión del mortero. El mortero de referencia, solo con cemento, fue moldeado en una relación agua / cemento igual a 0.48 (150 gramos de agua). La figura 147

muestra los resultados de la resistencia a la compresión de los morteros de cemento Portland con y sin el relleno de piedra caliza, con ceniza de cáscara de arroz y con materiales cerámicos. La Norma NBR 12,653 / 2012 establece un porcentaje mínimo de 75% de resistencia a la compresión al mortero de referencia para atribuir el potencial puzolánico a la adición de mineral analizada. Es decir, que para el cemento estudiado con una resistencia a la compresión de 41.1 MPa, los morteros con adiciones minerales deben alcanzar una resistencia mínima de 30.8 MPa. (Dos Santos Adorno et al., 2017)

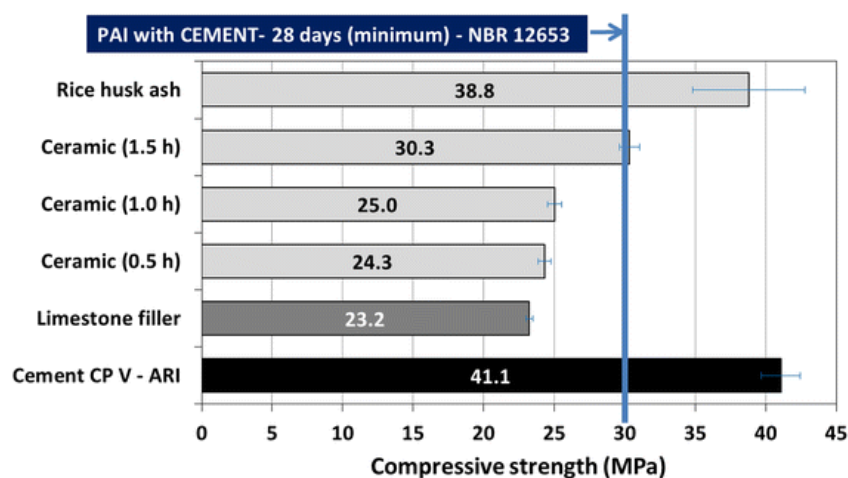


Figura 147. Índice de actividad puzolánica (PAI) con cemento Portland. (Dos Santos Adorno et al., 2017).

Las mediciones muestran que la ceniza de cascara de arroz, con una resistencia a la compresión en promedio de 38.8 MPa, es la única adición que se clasificó como adición puzolánica. lo que no sucedió con el mortero que contiene relleno de piedra caliza, ni con muestras que tengan material cerámico. Estos resultados concuerdan con la prueba IPA con cal. (Dos Santos Adorno et al., 2017).

La prueba para evaluar la mitigación de la reactividad de álcali sílice se realizó de acuerdo con la NBR 15,577-5 / 2008 siguiendo las recomendaciones, en cuanto al orden de mezclado de

los materiales, el tiempo de mezclado, el moldeado de las barras, los procedimientos de curado inicial y la extracción de las barras de mortero de los moldes. También se adoptó un contenido de sustitución del 10% con respecto a la masa de cemento Portland, en todas las mezclas con adiciones. (Dos Santos Adorno et al., 2017). Las cantidades de las fracciones agregadas, cemento y adiciones están en la Tabla 55.

**Tabla 55.** Fracciones de los materiales utilizados en la reacción de sílice alcalina de prueba.

<b>Material</b>	<b>Cantidad (g)</b>	<b>Porcentaje</b>
Cemento CP V ARI	792	90%
Adición de minerales (relleno de piedra caliza, cáscara de arroz o arcilla roja)	88	10%
Material aglomerante (cemento + adición de minerales)	880	100%
Relación p / c = 0,47	413.6	-
Agregado fino	1980	100%

*Nota:* fuente: (Dos Santos Adorno et al., 2017)

Las barras permanecieron sumergidas durante todo el período de prueba en solución de NaOH pa, concentración de 40 g por cada litro de agua destilada, usando un baño termorregulador con temperatura controlada y se mantuvo a  $(80 \pm 2)^\circ \text{C}$ . El aparato utilizado para las medidas fue un pórtico metálico con un comparador de longitud, con una precisión de 0,001 mm. (Dos Santos Adorno et al., 2017). La evolución de la expansión de las barras de mortero debido a la reacción de sílice alcalina a lo largo de 66 días se muestra en la Fig. 148.

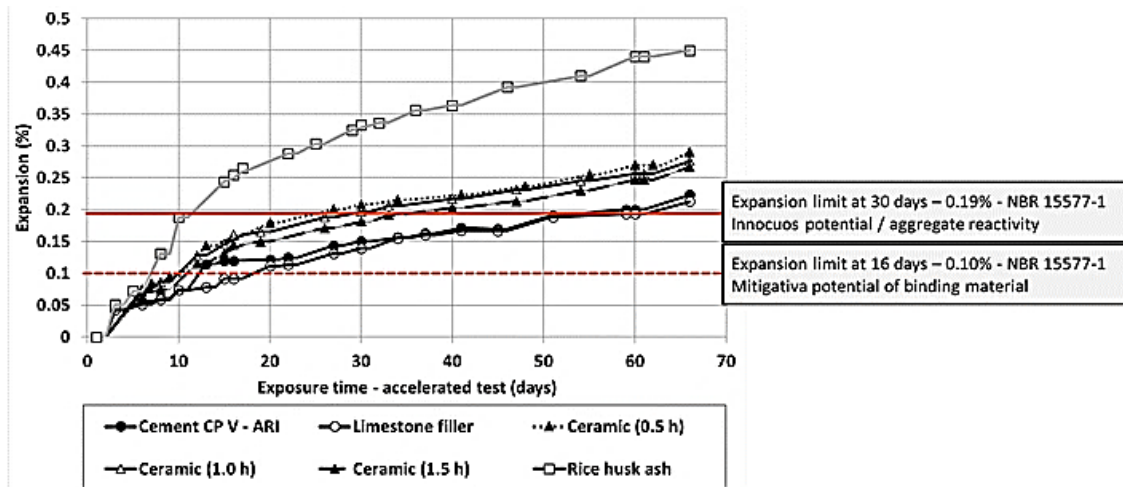


Figura 148. Reacción alcalina-sílice: evolución de la expansión promedio de las barras de mortero 100% de cemento en comparación con el 10% de reemplazo de adiciones de minerales de cemento. (Dos Santos Adorno et al., 2017).

De los resultados de la prueba para evaluar la mitigación de la reactividad de álcali sílice en el concreto los autores expresan de forma concluyente las siguientes afirmaciones:

- El relleno de piedra caliza no redujo significativamente los efectos de ASR, en general, se puede considerar que la serie con relleno de piedra caliza y la serie de referencia son equivalentes.
- En el caso de los materiales cerámicos, los valores de expansión por ASR, en todos los casos, fueron superiores a los presentados por la serie de referencia, lo que indica que no se recomienda usar este material en concretos utilizados junto con el agregado reactivo.
- La ceniza de cáscara de arroz había demostrado actividad puzolánica en todas las pruebas de puzolanidad, sin embargo, en la prueba de ASR tuvo un aumento de la expansión, en contra del consenso general de que la adición de puzolanas tiende a ser una forma de mitigar la ASR. Este resultado muestra que la capacidad de mitigación de la ASR depende de la puzolana que se va a usar, y exige pruebas específicas para cada caso de aplicación de campo



En un caso de estudio se repara una piscina afectada por reacción álcali agregado (AAR) en el concreto reforzado, (Lahdensivu & Aromaa, 2015) realizaron evaluación y la respectiva reparación de la piscina.

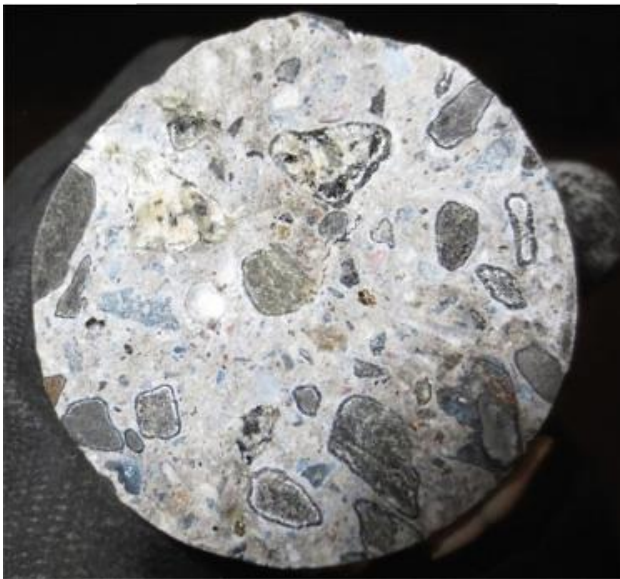
La piscina con 50 m de longitud, con sección de las paredes de la piscina de 400mm en la parte inferior y 300mm en la parte superior, en la tabla 56 se resumen los resultados de la evaluación del concreto de la piscina.

**Tabla 56.** Evaluación del estado de la estructura de concreto reforzado de la piscina

Prueba	Resultados
Inspección visual por microscopía electrónica de barrido (SEM)	Vacíos blancos rellenos de gel de sílice alcalino a 80-120 mm de profundidad desde la superficie de las muestras de concreto
Análisis de sección delgada	*Buena calidad en el agregado del concreto
	*La unión entre agregado y pasta de cemento fue debilitada por etringita debido al alto contenido de humedad y AAR
	*A profundidad de 50-150 mm de profundidad de las muestras se encontró alto deterioro en el concreto debido a la reacción álcali-sílice.
	*En grietas y huecos del concreto se encontró etringita y gel de sílice alcalino
Pruebas de resistencia a la tracción	*Vario entre 0.5 y 4.4 MPa
	*En muestras con álcali -sílice estuvo por debajo de 1 MPa
	*El promedio fue de 2.5 MPa, típicamente a 60-120 mm de profundidad
Pruebas de resistencia a la compresión	En promedio fue de 61.5 MPa con desviación estándar de 11.4 MPa
Humedad relativa del concreto	La humedad relativa promedio del extremo profundo fue de 87.8% y en el extremo poco profundo fue de 83%

*Nota:* Elaboración propia, información tomada de (Lahdensivu & Aromaa, 2015)

La figura 149 muestra microscopía SEM de la muestra de concreto de la piscina, en ella se observa el gel álcali-sílice en los huecos. Por otro lado, a diferencia de las pruebas de resistencia a la tracción, las pruebas de resistencia a la compresión del concreto no indicaron degradación del concreto, por tal se indica que la resistencia a la compresión no es un buen indicador de desintegración del concreto. Los resultados de la humedad relativa fueron más altos en el extremo profundo de la piscina que en el extremo poco profundo, esto a causa de mayor presión sobre la losa del suelo en el extremo profundo (Lahdensivu & Aromaa, 2015).



*Figura 149.* Gel álcali-sílice en huecos. (Lahdensivu & Aromaa, 2015)

La piscina no fue impermeabilizada debido a que el concreto de fundida se consideraba hermético, por esto el contenido de humedad fue alto en el concreto que, favoreció la propagación de la AAR, además el hipoclorito de sodio utilizado para tratar el agua de la piscina aceleró la reacción del álcali-sílice (ASR). Todas las estructuras de los muros y losa del suelo estaban afectados por la reacción álcali-sílice (Lahdensivu & Aromaa, 2015).

Después de evaluar el estado de deterioro del concreto de la piscina se optó por reparar los daños en el concreto e impermeabilizar para evitar humedad en el concreto y detener el ASR, el objetivo de las reparaciones tuviera vida útil de 20 a 25 años, por tal se demolió y reconstruyó (Lahdensivu & Aromaa, 2015).

En la reparación se retiró 70 mm de concreto deteriorado de las partes superiores de la piscina por medio de un chorro de agua de alta presión o con un robot de hidro-demolición, al igual se retiró 150 mm de concreto deteriorado de las partes inferiores de las paredes hasta una altura de 1500mm de la losa de piso, también se retiró una capa de material en la losa de fondo de la piscina, en la figura 150 se muestra la sección transversal de la piscina y se indica el recorte del material.

Luego de retirar el concreto se lavó todos los solutos y se verificó el estado y ubicación del refuerzo existente, reforzó la parte superior de la piscina debido a tuberías nuevas de tratamientos de aguas y a la corrosión de refuerzo por ASR (figura 151), además se realizaron anclajes con barras de 12mm de diámetro para unir los dos concretos (antiguo y nuevo) y se fundió con concreto autocompactante ( $w/c = 0.45$ , tamaño de agregado 16 mm y cemento CEM II) (Lahdensivu & Aromaa, 2015).

Fue fundamental evitar agrietamiento por contracción, por tal, el curado comenzó 2h después del hormigonado, durante 14 días se cubrió la estructura con una tela filtrante humedad y por último se impermeabilizó.

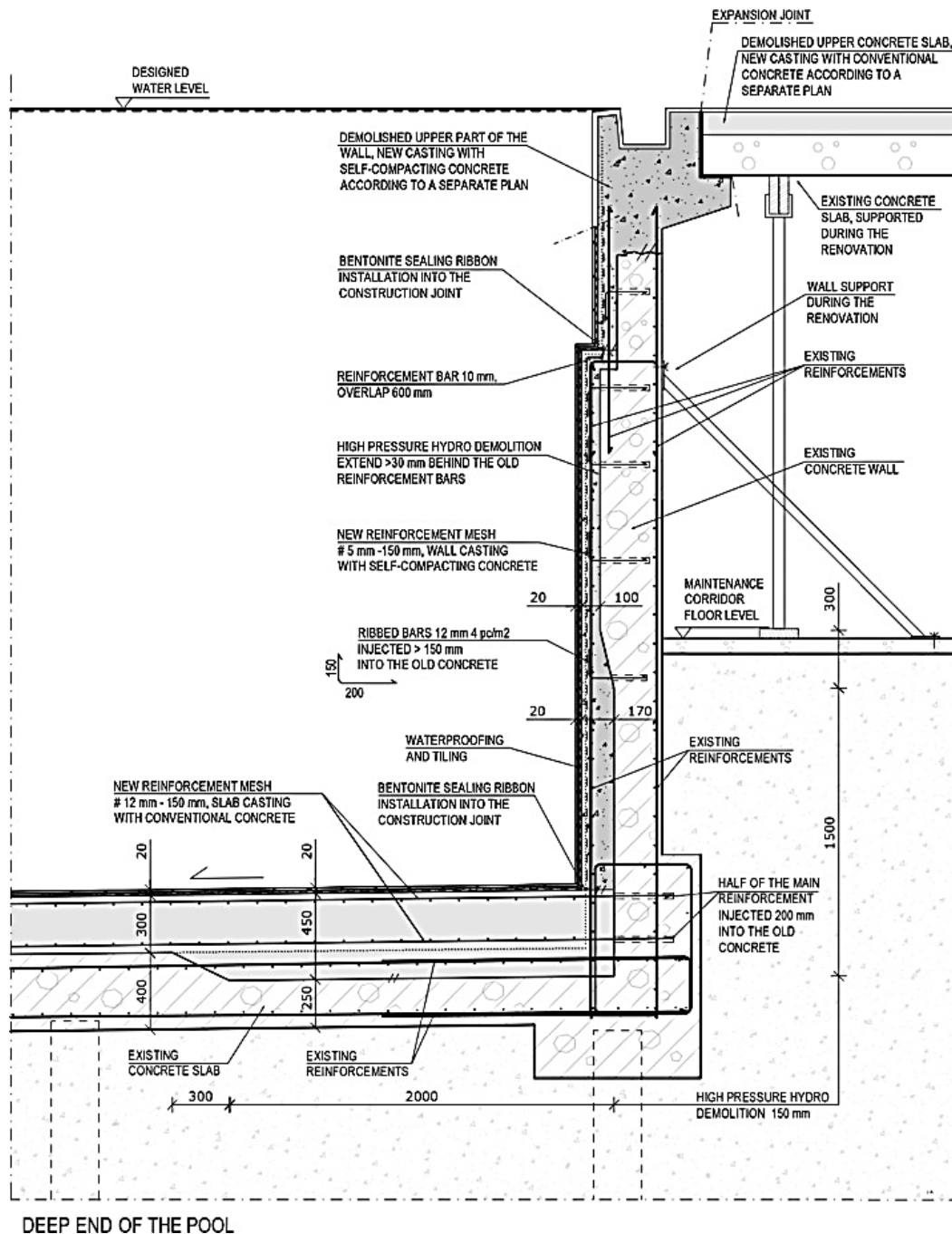


Figura 150. Sección transversal de la piscina. Las partes grises son de hormigón nuevo. (Lahdensivu & Aromaa, 2015)



*Figura 151.* Refuerzo superior de losa de tierra. Se instalaron nuevas tuberías de tratamiento de agua antes del refuerzo.(Lahdensivu & Aromaa, 2015)

## **9. Cambios físicos y mecánicos por efecto de temperatura**

### **9.1. Causas.**

Las patologías generadas en el concreto por cambios de temperatura obedecen a acciones físicas que afectan las propiedades mecánicas del concreto, estas son causadas por dilatación y contracción, exposición al fuego y ciclos de congelación–descongelación (Avendaño, 2006).

Al igual que cualquier sólido, los elementos de concreto se dilatan a temperaturas altas y se contraen cuando se enfrían, esto se presenta en simples fisuras aproximadamente paralelas entre sí, sin entrecruzamientos y se orientan perpendicularmente a la tensión principal de tracción (Echavarría & Palacios, 2011). Se genera retracción térmica o dilatación térmica cuando hay variación en el concreto por contracción o expansión, respectivamente, debido a las diferencias térmicas entre el concreto y el medio ambiente (Toirac Corral, 2004).

La dilatación térmica también es provocada por aumento de temperatura en un elemento estructural con respecto a otro que se encuentra unido (Pedoja, 2005).

La contracción en el concreto crea tensiones debido a la restricción de la sección interior más caliente que la superficie exterior, que no contrae a la misma velocidad que la superficie en presencia de alta temperatura, estas tensiones generadas pueden superar la resistencia a tracción del concreto en edad temprana, generando fisuras en la superficie del elemento (Segerer, 2010).

La norma NRS-10 en el título C (concreto estructural) exige en las estructuras un refuerzo adicional que trabaje a flexión el cual debe ir perpendicular al refuerzo principal, para resistir los esfuerzos causados por retracción y temperatura, con el fin de disminuir la fisuración.

Por otro lado, el concreto expuesto a altas temperaturas se desintegra y debido a que el concreto es un material heterogéneo los componentes no reaccionan de igual forma ante la exposición, la alteración del elemento depende del nivel de temperatura alcanzado, el tiempo de exposición y de la composición del concreto (Echavarria & Palacios, 2011). A altas temperaturas el concreto reforzado se ve afectado con el comportamiento de los materiales, el acero pierde más capacidad que el concreto, en el momento que el concreto alcanza el 35% de pérdida de resistencia, el acero pretensado ha llegado a pérdidas de capacidad entre 60 y 70% (Asefa, 2011).

El concreto empieza a deteriorarse a temperaturas mayores a los 380°C en periodos largos de tiempo, por encima de los 800°C pierde resistencia y se debilita en mayor medida al enfriarse. En comparación el acero se vuelve dúctil a los 400°C y a los 600°C reduce bruscamente su resistencia (Asefa, 2011). En la figura 152 se resume el efecto de altas temperaturas en el concreto.

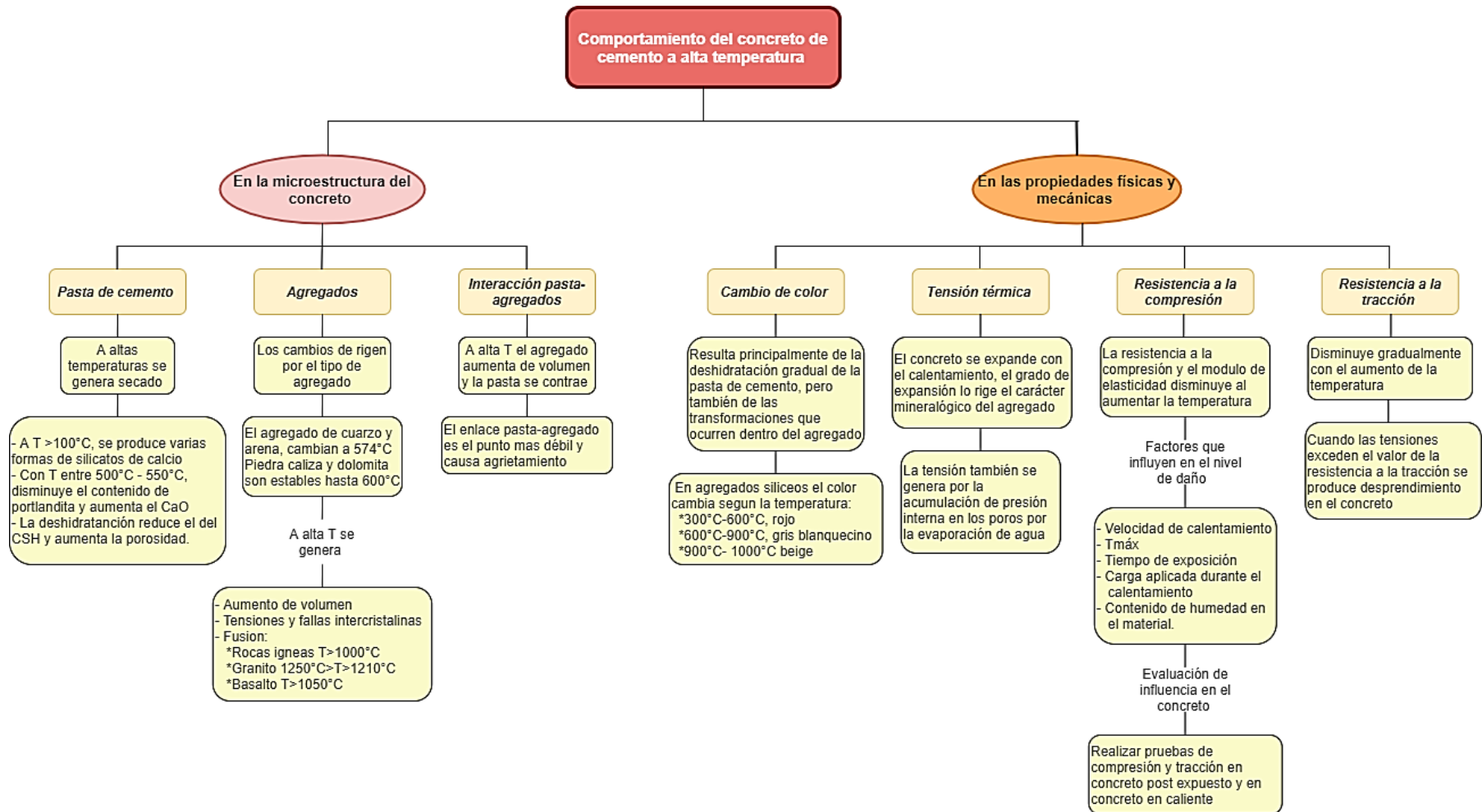


Figura 152. Comportamiento del concreto a alta temperatura.  
Elaboración propia, información tomada de (Hager, 2013)



El concreto posee características propias resistentes al fuego, tiene baja conductividad térmica, alta capacidad térmica, no es combustible y no genera emisión de humo o gases tóxicos, sin embargo, expuesto a altas temperaturas se genera degradación de las propiedades de los materiales y desprendimiento (Le, Dao, Torero, Maluk, & Bisby, 2018) causando inestabilidad en la estructura de concreto. Por ello es importante asegurar un adecuado desempeño de la estructura de concreto frente al fuego, el objetivo del diseño estructural frente a altas temperaturas es garantizar que el fuego no afecte la resistencia de la estructura, que la misma tenga aislamiento al fuego y que se asegure la integridad de la estructura bajo la exposición.

A razón de lo anterior, es importante conocer los efectos de la temperatura en las estructuras de concreto, en la investigación realizada por (Le et al., 2018), determinan los efectos de la temperatura sobre el rendimiento del concreto, en que utilizan una configuración de prueba diferente a la convencional (uso de hornos), la nueva configuración permite datos confiables de cargas térmicas y mecánicas en el concreto expuesto a altas temperaturas por incidencia de calor por paneles radiantes. En la figura 153 se muestra esquema del estudio experimental realizado por (Le et al., 2018).

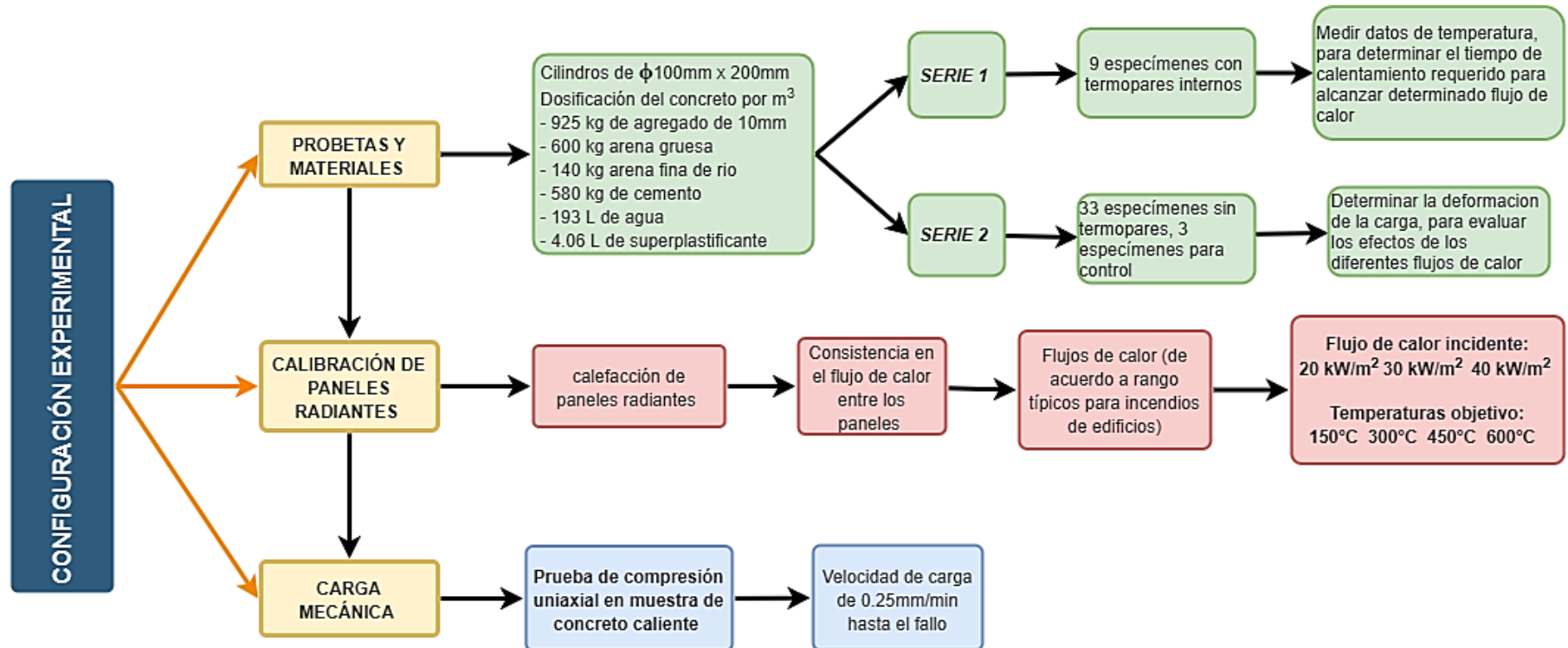
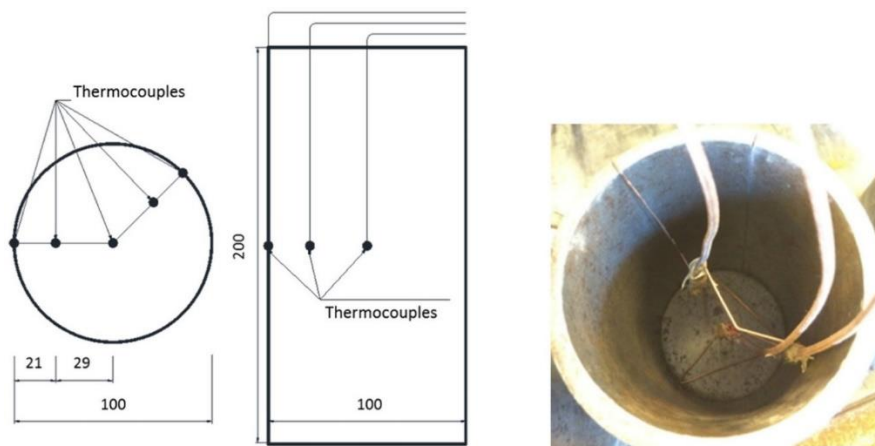


Figura 153. Proceso experimental para obtener las propiedades del concreto expuesto a altas temperaturas. Elaboración propia, información tomada de (Le et al., 2018)

Los termopares en el interior de las muestras de concreto de la serie 1, son sensores para medir la temperatura, estos producen una tensión que es proporcional a la temperatura cuando la unión de los dos metales que lo conforman se calientan o se enfrían (Engineering, 2020), cada muestra contenían termopares ubicados como se muestra en la figura 154.



*Figura 154.* Ubicaciones de termopares en las probetas cilíndricas de concreto. (Le et al., 2018).

Se utilizó un sistema de cuatro paneles radiantes y sensores de flujo de calor para la calibración de la calefacción de la prueba, en la figura 155 se muestra la disposición de los calentadores. Se logró la consistencia entre los cuatro paneles, donde los perfiles de calor de los paneles fueron idénticos (Le et al., 2018).

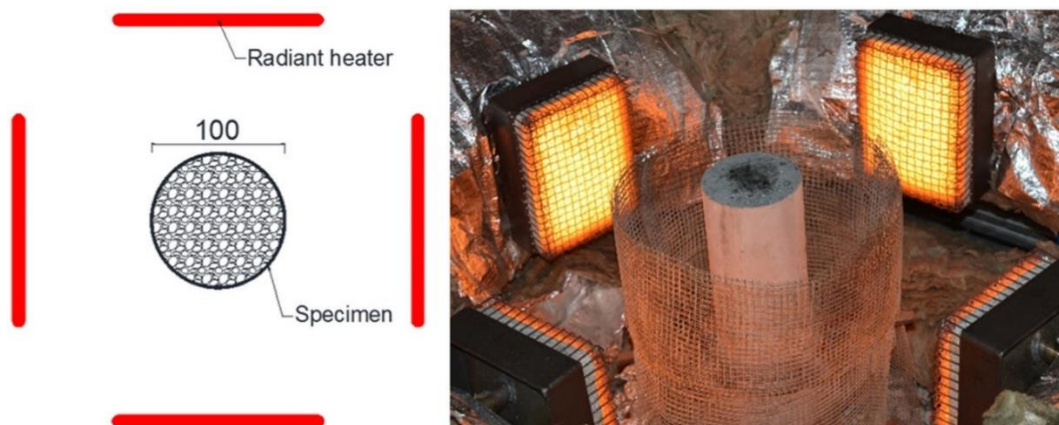


Figura 155. Disposición de cuatro calentadores radiantes alrededor del espécimen cilíndrico de prueba. (Le et al., 2018)

La figura 156, muestra configuración de la prueba de carga mecánica y térmica.

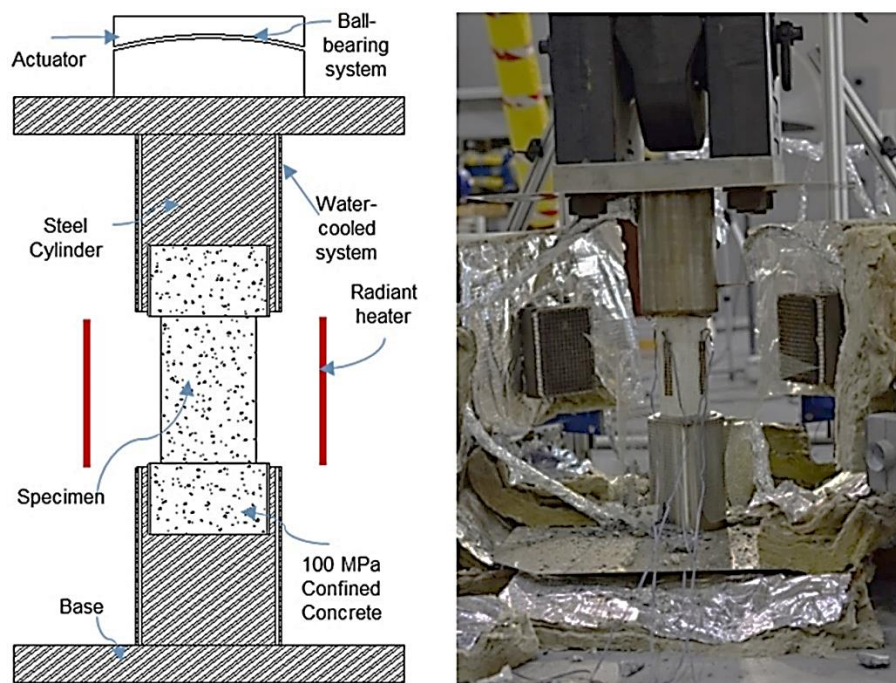


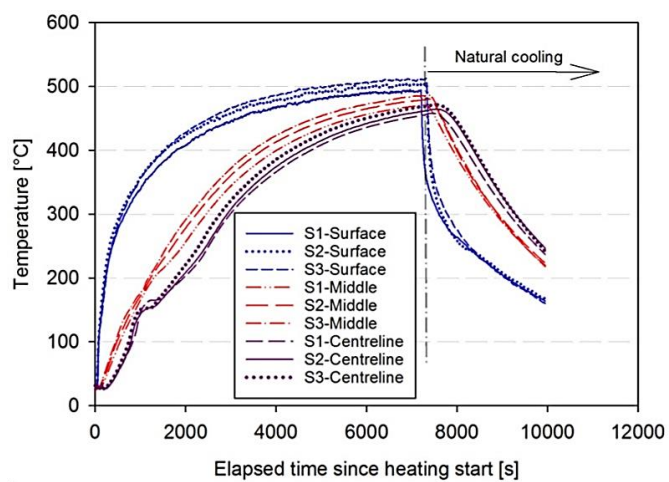
Figura 156. Ilustración esquemática y fotografía de la configuración de prueba (Le et al., 2018)

La resistencia a la compresión de los cilindros de muestra fue de casi 100 MPa y la tasa de aumento de temperatura fue de hasta 30°C/min (Le et al., 2018).

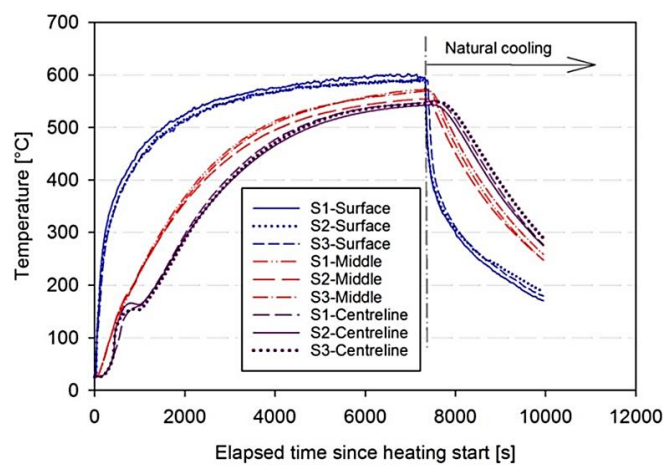
La evolución temporal de los perfiles de temperatura en profundidad se determinó en tres muestras de prueba para cada nivel de flujo de calor ( 20, 30 y 40 kW/m<sup>2</sup>), los perfiles mostraron consistencia entre las temperaturas medidas para cada flujo de calor, también gran concordancia en las dos líneas radiales a las profundidades correspondientes, esto indico congruencia en la uniformidad de límite de flujo de calor (Le et al., 2018). En la figura 157 se muestran los perfiles de temperatura respecto al tiempo.

Según (Le et al., 2018) se encontraron los siguientes efectos en el concreto debido a la exposición a altas temperaturas:

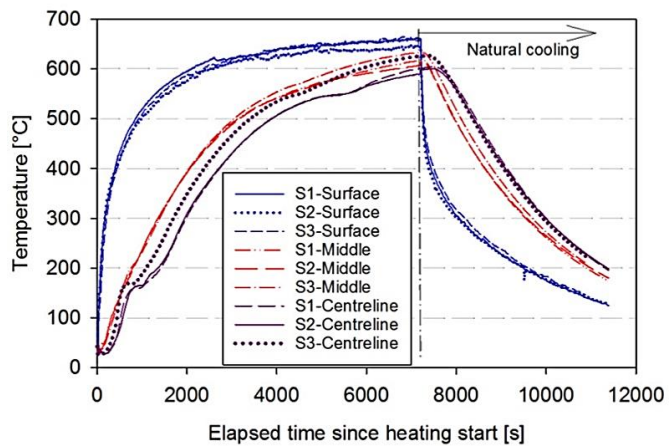
1. Debido a la alta resistencia a la compresión (casi 100MPa) en las muestras de concreto expuestas a alta temperatura no se evidencio desprendimiento significativo.
2. Cambio de color y grietas finas en la superficie de la muestra de concreto, se observó una capa más oscura de alrededor de 10mm de espesor que la capa interna de la muestra, también finas grietas en la superficie, especialmente en flujo de calor de 40kW/m<sup>2</sup>. En la figura 158 se muestran los especímenes de concreto con cambios de color debido al calentamiento.



(a)



(b)



(c)

Figura 157. Desarrollo de temperatura a tres profundidades de los tres especímenes calentados por flujos de calor de (a)  $20 \text{ kW/m}^2$ ,  $30 \text{ kW/m}^2$  y  $40 \text{ kW/m}^2$ . (Le et al., 2018).

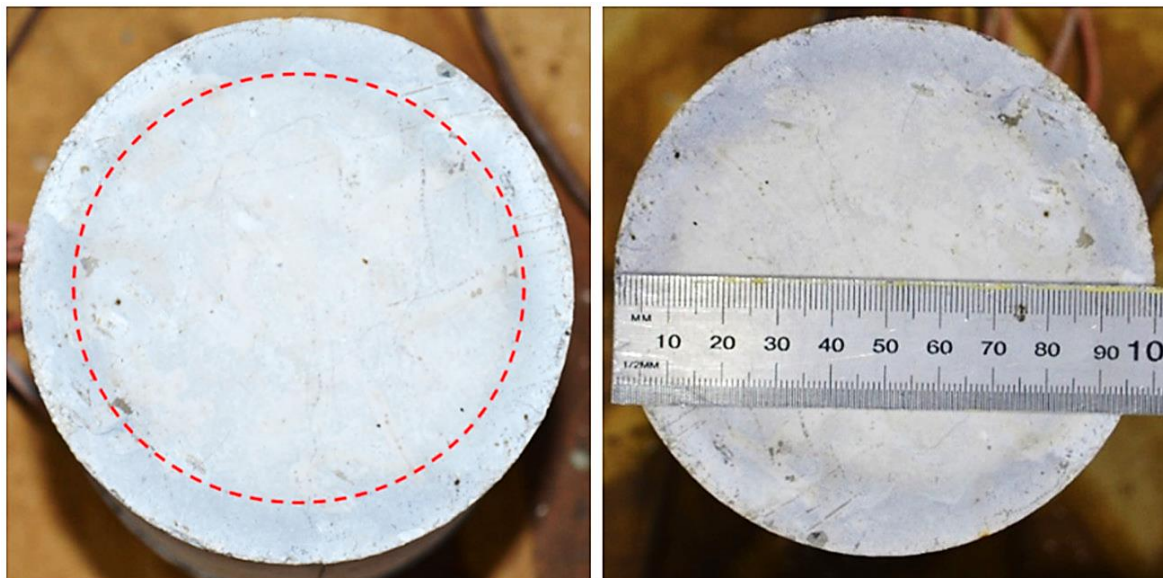


Figura 158. Diferentes cambios de color debido al calentamiento de la superficie. (Le et al., 2018).

3. Tiempo después de la exposición al flujo de calor surgió agua de la parte superior e inferior de la muestra, alrededor de 12,10 y 5 minutos después del calentamiento para flujo de calor incidente de 20, 30 y 40 kW/m<sup>2</sup> respectivamente. En la figura 159 se muestra sangrado de agua de la parte superior de la muestra.



Figura 159. Migración de agua / sangrado en la parte superior de la superficie de la muestra. (Le et al., 2018)

4. Los modos de falla de los especímenes cilíndricos de concreto se muestran en la figura 160. El modo de falla observado fueron conos y grietas verticales en todas las

temperaturas de prueba, excepto a temperatura de 300°C, la muestra se rompió por completo en pequeños trozos.



(a)



(b)

Figura 160. Modo de falla de las muestras a: (a) 150°C, (b) 300°C, (c) 450°C y (d) 600°C. (Le et al., 2018).



(c)



(d)

Continuación Figura 160. Modo de falla de las muestras a: (a) 150°C, (b) 300°C, (c) 450°C y (d) 600°C. (Le et al., 2018).



5. La resistencia del concreto a altas temperaturas se muestra en la figura 161. De la gráfica se observó recuperación de la resistencia, más evidente en HF20 debido al aumento de las fuerzas superficiales derivadas de la pérdida de agua.

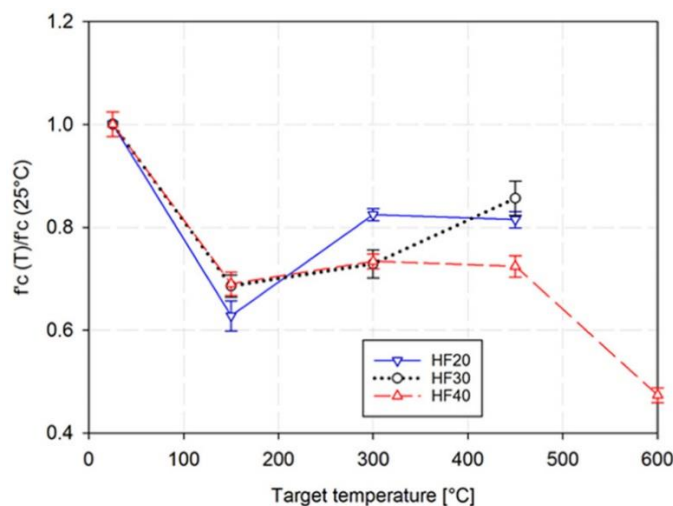


Figura 161. Cambio de resistencia a la compresión del concreto a diferentes temperaturas objetivo y flujos de calor incidentes. (Le et al., 2018)

Por el contrario, se consideran las estructuras de concreto expuestas a entornos con bajas temperaturas, donde se generan patologías debido a ciclos de congelación–descongelación.

Según (Montenegro, 2011) las condiciones extremas de temperatura en el concreto son las expuestas en ambientes con temperatura inferior a 5°C y superior a los 28°C.

Es importante conocer el comportamiento de las estructuras en condiciones de baja temperatura para evaluar y garantizar la seguridad de las estructuras de concreto que se encuentran en regiones frías, que debido a este ambiente genera degradación y reducción en las propiedades mecánicas del concreto. Las heladas disminuyen la capacidad de servicio de la estructura y las grietas originadas aceleran otros problemas relacionados con la durabilidad, como la corrosión del acero

de refuerzo, la carbonatación, la reacción álcali-sílice y demás patologías a las que queda vulnerable la estructura (Gong & Maekawa, 2018).

El deterioro en el concreto reforzado causado por congelación y descongelación cíclica, se debe a la condición porosa del material de concreto, la micro estructura del concreto es capaz de absorber y retener agua, cuando la temperatura desciende por debajo de 0°C el agua se congela, lo que genera presión de los poros en el concreto debido al aumento de volumen. Se producen microgrietas cuando la tensión de tracción en el concreto causada por la presión de poros es mayor a la tracción de la estructura de poros. luego, a medida que la temperatura ambiente sube por encima de 0°C, más agua será absorbida por los poros y las nuevas microgrietas, en consecuencia, con el aumento de ciclos de congelación-descongelación (FTC) el deterioro de la estructura empeora (Qin et al., 2016)

En (Qin et al., 2016) evaluaron los daños causados por congelación y descongelación en el material de concreto y en especímenes de concreto pretensado. Los cambios en microestructura de poros, el daño macroscópico del concreto y la pérdida de pretensado se estudiaron durante pruebas congelación-descongelación.

Para el programa experimental los autores diseñaron diferentes tipos de especímenes, se realizó concreto con componentes y proporciones mostradas en la tabla 57 y para el refuerzo del concreto la tabla 58 muestra las propiedades físicas y mecánicas del acero. A continuación, los tipos de muestras:

- Muestras de 600x100x100 mm<sup>3</sup> para pruebas a macroescala.
- Se realizo muestras de 30x30x10 mm<sup>3</sup> que luego se cortó en cubos para análisis a microescala, figura 162.

- Se preparo un espécimen que sirvió de recipiente para contener las muestras a pequeña escala, la figura 163 muestra el elemento prismático de  $400 \times 100 \times 100 \text{ mm}^3$  con orificio cubico rectangular de  $200 \times 40 \times 40 \text{ mm}^3$ .
- Cuatro vigas de  $600 \times 100 \times 100 \text{ mm}^3$  postensadas, dos de las cuatro fueron tensadas posteriormente por alambres de pretensado concéntricos no unidos, y las otras dos con cables de pretensado unidos como se muestra en la figura 164. los especímenes fueron nombrados como A-u-F, A-u-U, A-b-F y A-b-U, respectivamente. Que significan:
  - A, espécimen de pretensado axial
  - u, cables de pretensados no unidos
  - b, cables de pretensado unidos
  - F, en cámara de congelación-descongelación
  - U, bajo el ambiente interior
- Para probar las propiedades mecánicas del concreto se realizaron 3 prismas de  $400 \times 100 \times 100 \text{ mm}^3$  y 16 grupos de 3 cubos cada grupo de 100 mm de lado, expuestos a 0,25,50,...350 ciclos de congelación-descongelación (FTC)

**Tabla 57.** Mezcla de hormigón de diseño y propiedades básicas

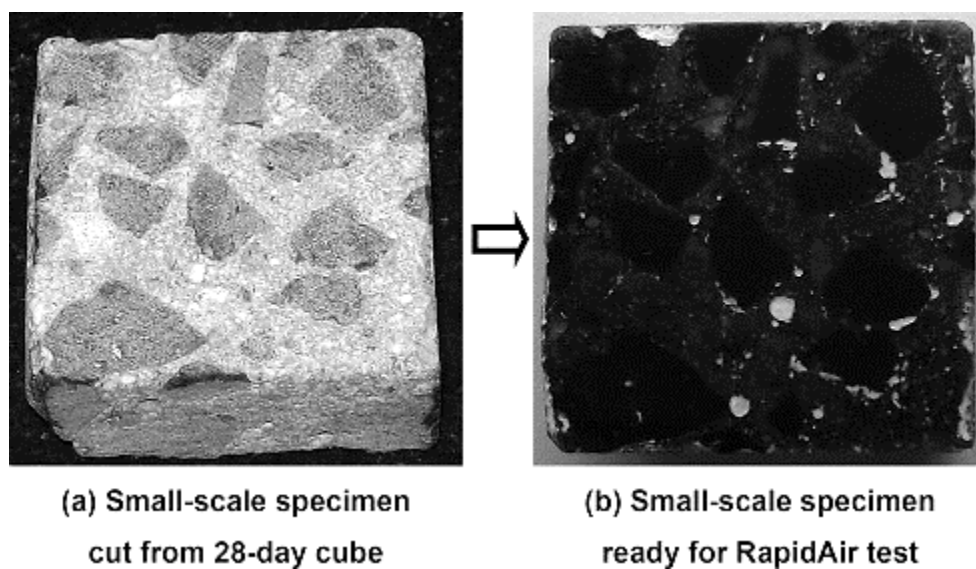
<b>Ingredientes y propiedades básicas.</b>	<b>Concreto</b>
Cemento (kg/m <sup>3</sup> )	463
Relación agua-cemento	0.38
Arena de río (kg/m <sup>3</sup> )	599
Piedra triturada (kg/m <sup>3</sup> )	1139
Cenizas volantes (kg/m <sup>3</sup> )	62
Agente reductor de agua compuesto (kg/m <sup>3</sup> )	8.93
Contenido de aire del hormigón fresco (%)	2.5
Resistencia a la compresión de 28 días (MPa)	66.55

*Nota:* tomada de (Qin et al., 2016)

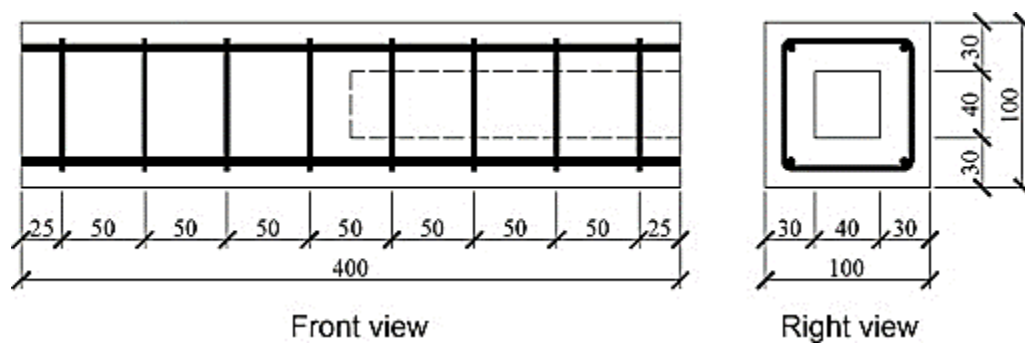
**Tabla 58.** *Propiedades físicas y mecánicas de los refuerzos*

<b>Propiedades físicas y mecánicas</b>	<b>Refuerzo pretensado</b>	<b>Refuerzo longitudinal</b>	<b>Refuerzo transversal</b>
Diámetro (mm)	5	5	3
Fuerza de rendimiento (MPa)	1500	762	897
Fuerza máxima (MPa)	1710	976	1148
Módulo de Young (GPa)	202	200	203

*Nota:* tomada de (Qin et al., 2016)



*Figura 162.* Muestra a pequeña escala para observación microscópica. (Qin et al., 2016).



*Figura 163.* Recipiente de concreto. (Qin et al., 2016)

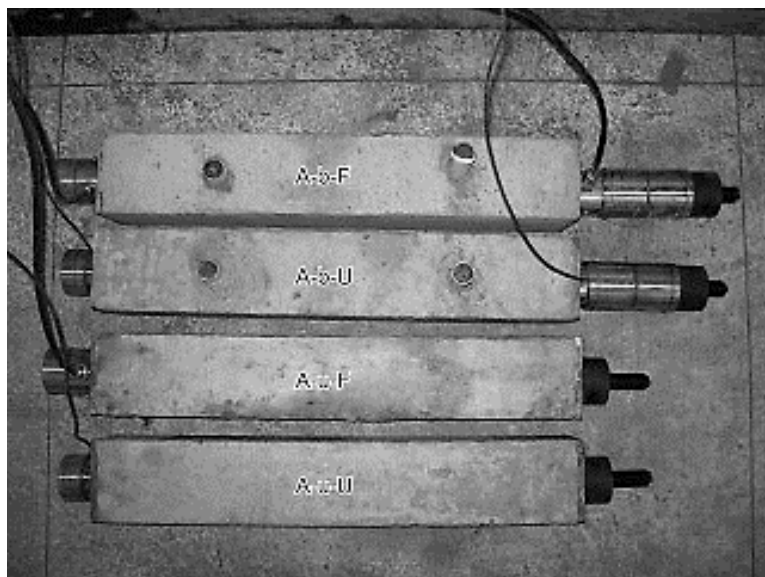


Figura 164. Especímenes de concreto pretensado axial. (Qin et al., 2016)

Los especímenes de concreto pretensado se prepararon, primero tensando los cables con actuador hidráulico y fueron anclados por sistema de anclaje de cabeza de botón, la tensión nominal de los cables fue de 65% de la resistencia máxima de los cables, se inyectó pasta de cemento después de que los cables se tensaron. Las muestras de ensayo se sumergieron en agua por 48 horas antes de ser expuestas a ciclos de congelación-descongelación y las muestras de control se prepararon de manera que ambos grupos de muestras experimentaran aproximadamente la misma humedad.

Mediante prueba de RapidAir y metaloscopio digital se analizó la distribución de los poros en el concreto, se preparó la muestra como se observa en la figura 160. El contenido de aire en el concreto endurecido según prueba RapidAir fue de 2.38%, contenido de aire menor que en el concreto fresco que tuvo un valor de 2.5%. El factor de separación en la prueba fue de 0.405 mm, en exposición moderada de congelación-descongelación el valor máximo del factor de separación

es 0.20mm, por tal el factor de separación del concreto en estudio es mayor que el de referencia (Qin et al., 2016).

Los especímenes de concreto pretensado, los recipientes de concreto que contenía las muestras a pequeña escala, los prismas de concreto y los cubos fueron expuestos a ciclos de congelación-descongelación en una cámara ambientada para realizar prueba según ASTM C666-03 procedimiento A. Las muestras se analizaron cada 25 FTC (Qin et al., 2016). Los pasos principales para el ciclo de congelación-descongelación según los autores con los autores, se escriben a continuación:

1. Durante dos horas la temperatura en las muestras se redujo linealmente de  $+5^{\circ}\text{C}$  a  $-16^{\circ}\text{C}$
2. Después, durante el periodo de una hora se incrementó la temperatura desde  $-16^{\circ}\text{C}$  a  $-5^{\circ}\text{C}$

Se realizó análisis microscópicos y macroscópicos de las muestras, se realizaron pruebas de compresión de concreto, verificación de superficie y módulo de elasticidad dinámica relativa (RDME).

La muestra a pequeña escala contenida en el recipiente de concreto prismático se observó bajo metaloscopio, la evolución de los daños en la estructura de poros causados por exposición a congelación y descongelación cíclica, se analizó de acuerdo al tamaño de poro.

En la figura 165 se muestra los daños causados por congelación y descongelación en poros pequeños del concreto, los poros mostrados sufrieron daños y aumento de tamaño durante los primeros 50 FTC, y se observó una microgrieta de  $8\mu\text{m}$ . con mayor número de FTC el tamaño de los poros aumentaba (Qin et al., 2016).

En un poro mediano se observó una grieta de 50  $\mu\text{m}$  en zona interfacial (ITZ) después de 200 FTC, después de 325 FTC el tamaño de la grieta aumento a 130  $\mu\text{m}$  y el área del poro aumento 65% de su tamaño inicial(Qin et al., 2016). La figura 166 muestra imágenes de metaloscopio de poro mediano.

En la observación de poro grande, después de 200 ciclos de congelación-descongelación se notó una grieta al lado del poro de aproximadamente 2  $\mu\text{m}$  de ancho, después de 275 FTC el borde del poro se rompió debido al aumento de tamaño de la grieta, durante los siguientes ciclos la estructura del poro fallo (Qin et al., 2016), como se muestra en la figura 167.

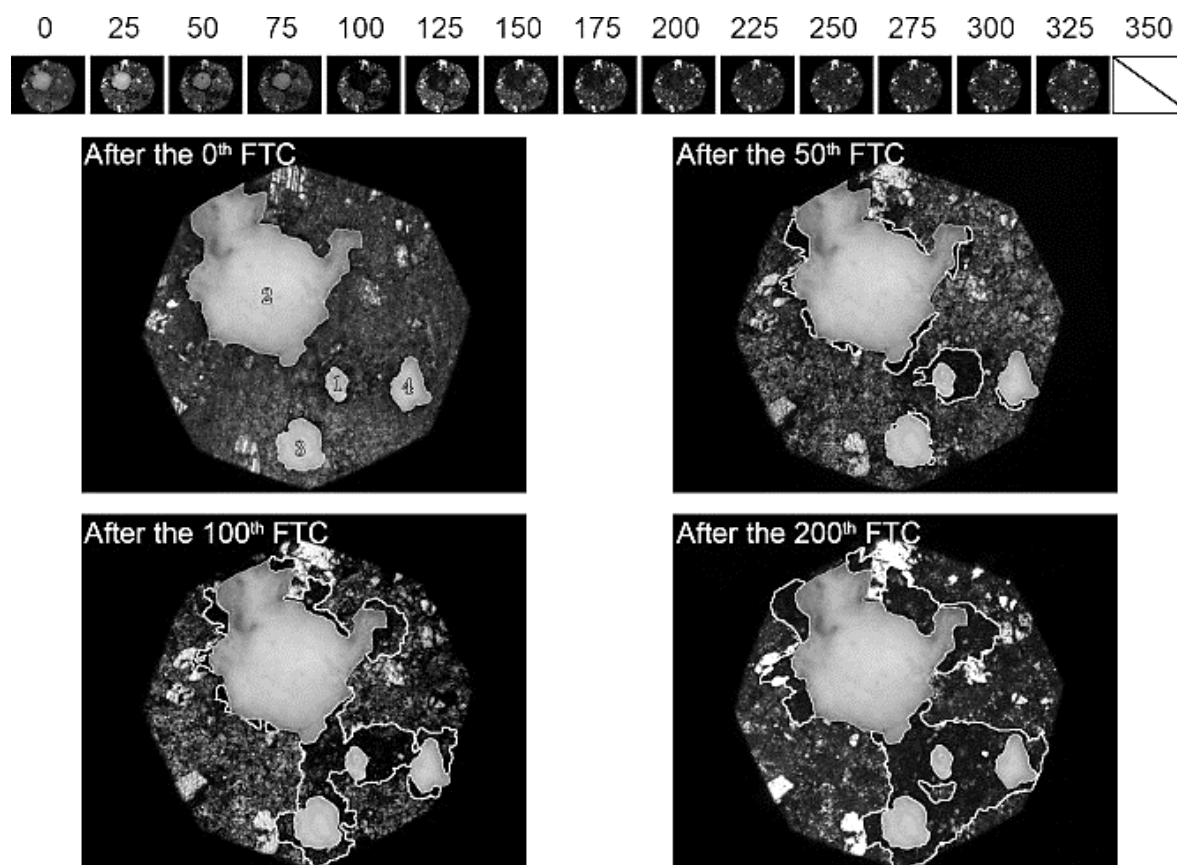


Figura 165. Daños por congelación y descongelación en pequeños poros. Nota: El radio de los poros 1 a 4 en la figura de la izquierda es de aproximadamente 65  $\mu\text{m}$ , 400  $\mu\text{m}$ , 100  $\mu\text{m}$  y 100  $\mu\text{m}$  respectivamente.(Qin et al., 2016).

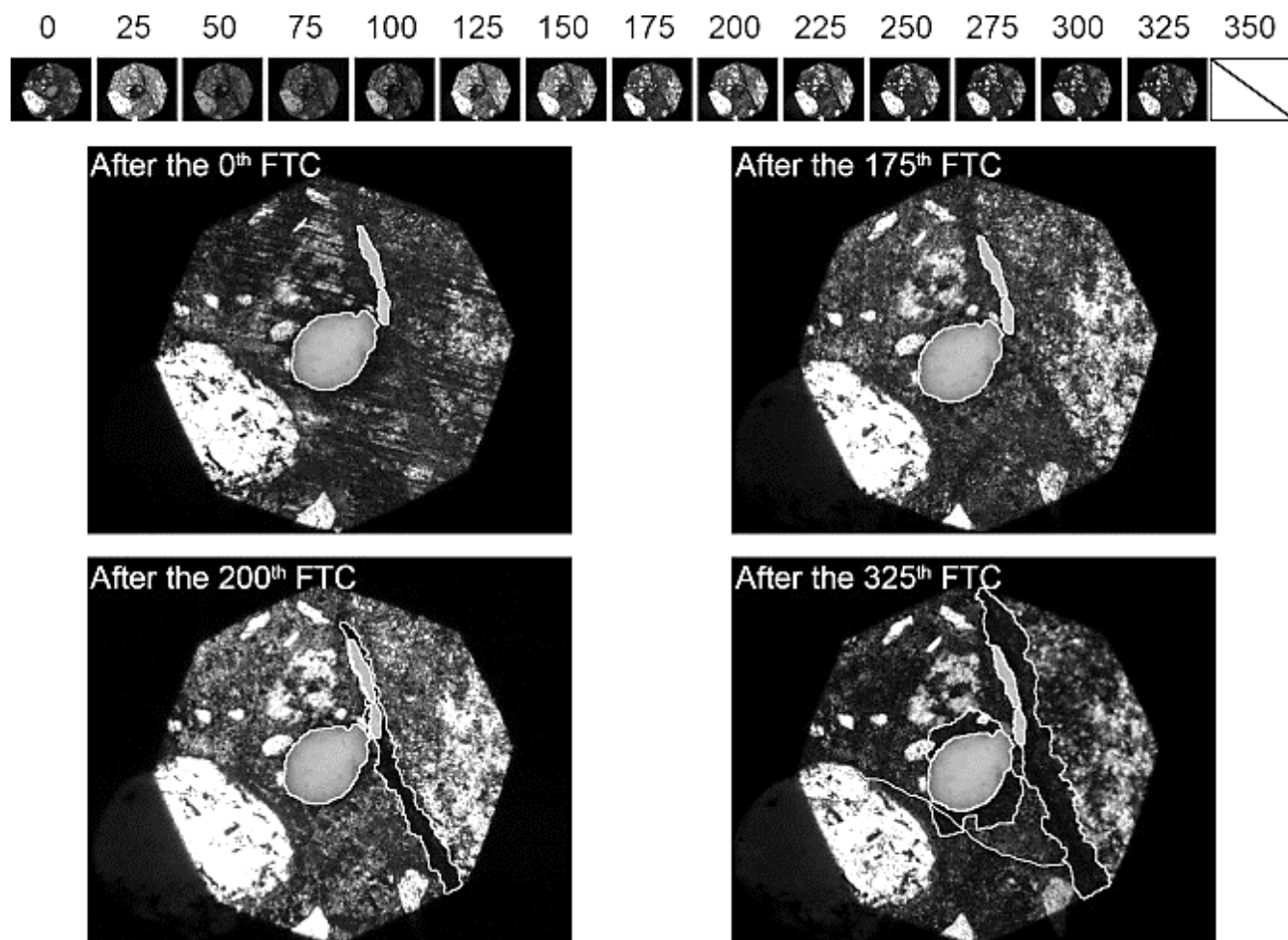


Figura 166. Daños por congelación y descongelación en poros de tamaño mediano e ITZ. Nota: el radio del poro de tamaño mediano es de unos 200  $\mu\text{m}$ . (Qin et al., 2016)



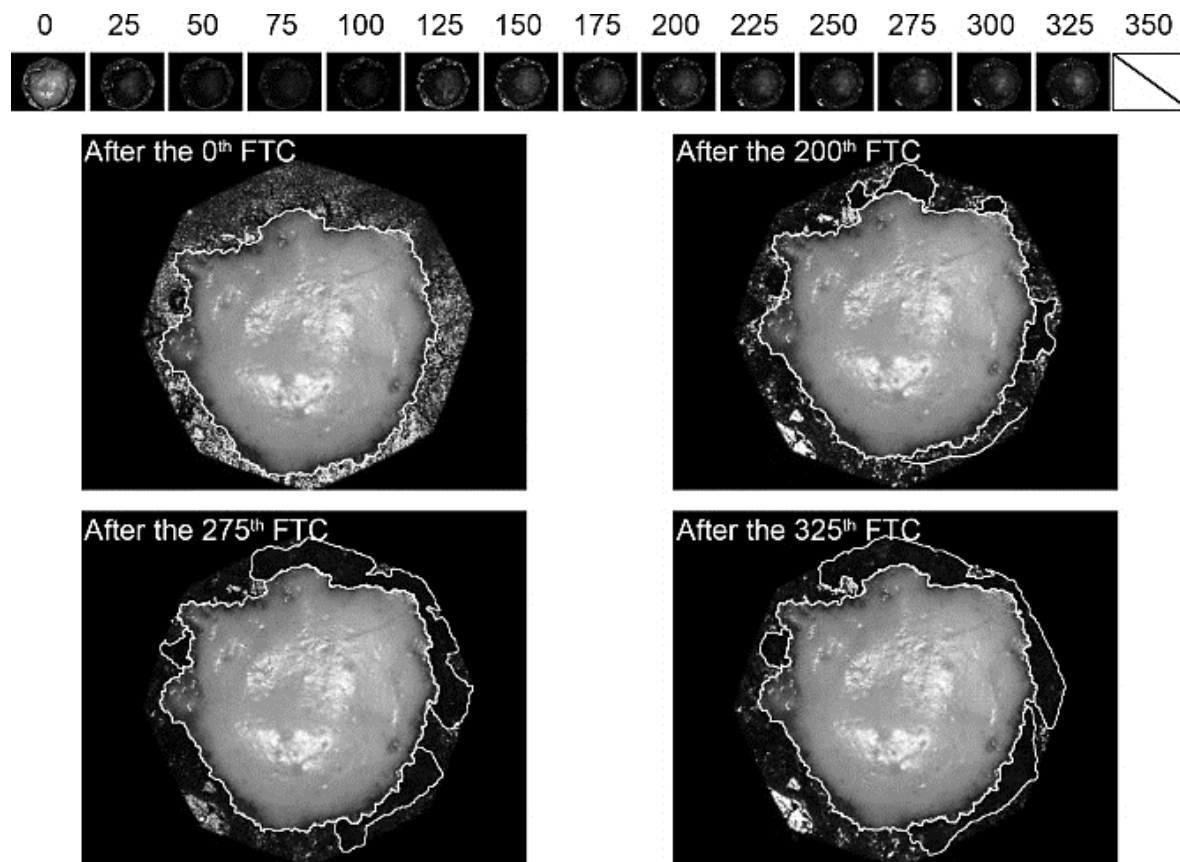
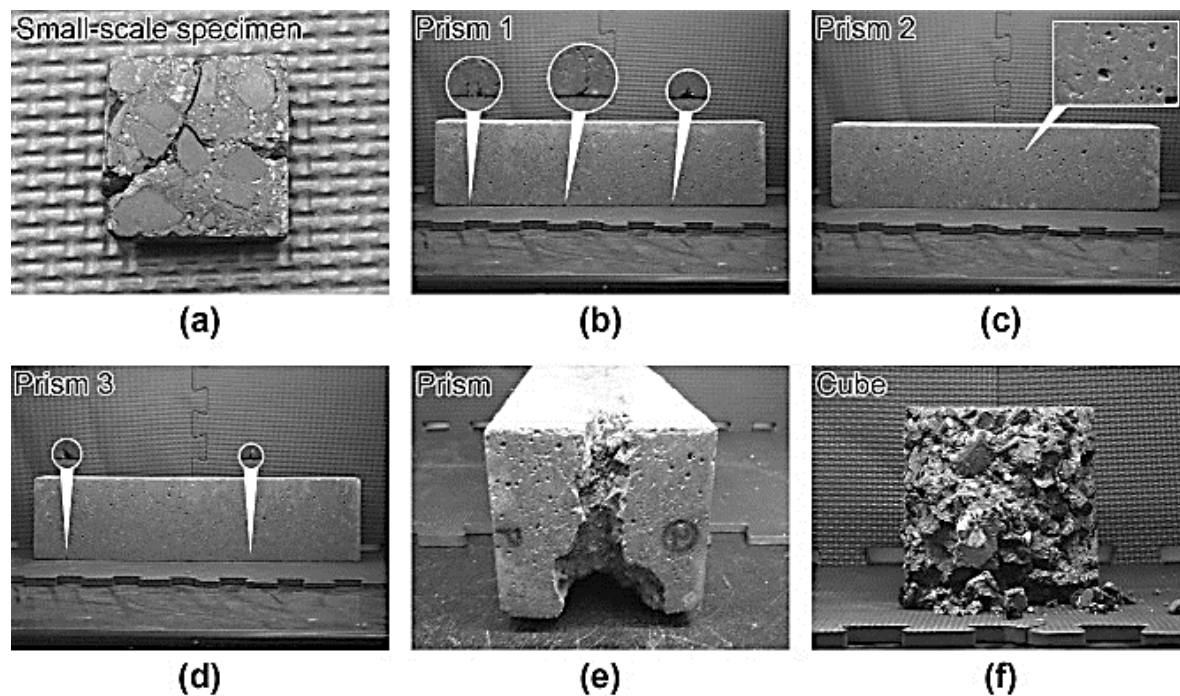


Figura 167. Daños por congelación y descongelación en grandes poros individuales. Nota: El radio del gran poro grande es de unos 700  $\mu\text{m}$ . (Qin et al., 2016)

La figura 168 muestra los especímenes de concreto dañados después de estar expuestos a ciclos de congelación-descongelación



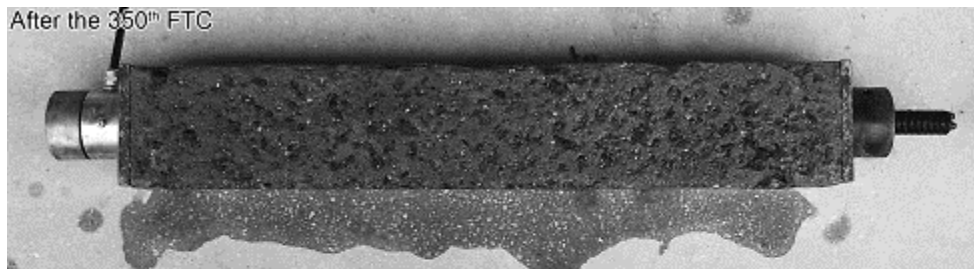
**(a)(e)(f) Freeze-thaw damage on small-scale specimen,  
prism and cube after the 350<sup>th</sup> FTC**  
**(b)(c)(d) Freeze-thaw damage on prisms after the 300<sup>th</sup> FTC**

Figura 168. Daños por congelación y descongelación en material de concreto. (Qin et al., 2016).

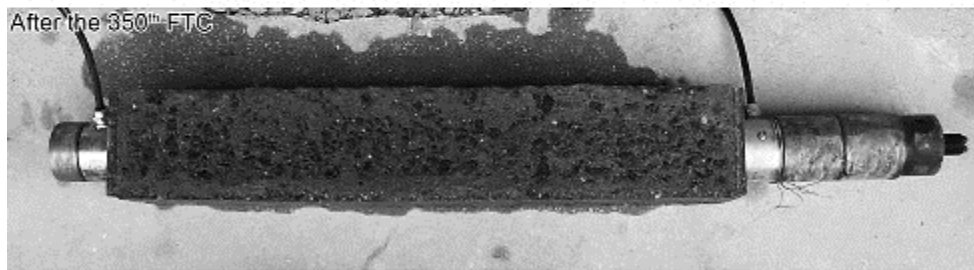
Observaciones por (Qin et al., 2016) de especímenes sometidas a congelación y descongelación cíclica

- La muestra a pequeña escala se quebró después de estar sometida a 350 FTC debido a grietas penetrantes de congelación y descongelación.
- Los prismas mostrados en la figura 166 (b), (c) y (d), después de 300 FTC se produjeron pequeñas grietas de flexión y poros superficiales, después de 350 FTC se generaron cambios considerables como se nota en figura 166 (e) donde el prisma se fracturo en la superficie media superior.

- Después de los 350 FTC los especímenes cúbicos se rompieron debido al fuerte daño causado por la exposición.
- El daño observado en los especímenes de concreto pretensado fue grave, en las muestra unida (A-b-F) y no unida (A-u-F) después 350 FTC no se presentó fractura, pero se escamaron casi en la misma proporción ambas muestras (Qin et al., 2016). La figura 169 muestra el daño por ciclos de congelación y descongelación en especímenes de concreto pretensado.



**Unbounded prestressed concrete specimen A-u-F**



**Bonded prestressed concrete specimen A-b-F**

*Figura 169.* Espécimen de concreto pretensado dañado por congelado-descongelado. (Qin et al., 2016)

El agua existente en el sistema de poros se congela, aumentando un 9% su volumen inicial provocando tensión dentro del concreto, por tanto se forman microgrietas que luego absorberán más agua durante la descongelación lo que causa mayor expansión y más grietas en el siguiente FTC (Qin et al., 2016).

Sin embargo, los especímenes mostraron diferentes patrones de fallas aunque están hechos con el mismo concreto, la razón, son diferentes estados de tensión del concreto, en las vigas de concreto pretensado no se presentaron fracturas porque la tensión introducida por las fuerzas externas se superpone a la tensión de tracción inducida por la congelación (Qin et al., 2016).

Para la evaluación de daño por congelación y descongelación se obtuvieron los indicadores de daño de RDME y resistencia a la compresión, la RDME se realizó por medio de pruebas de frecuencia transversal en prismas de concreto y la resistencia a la compresión en cubos de concreto (Qin et al., 2016). La figura 170 muestra las tendencias de deterioro del concreto bajo FTC.

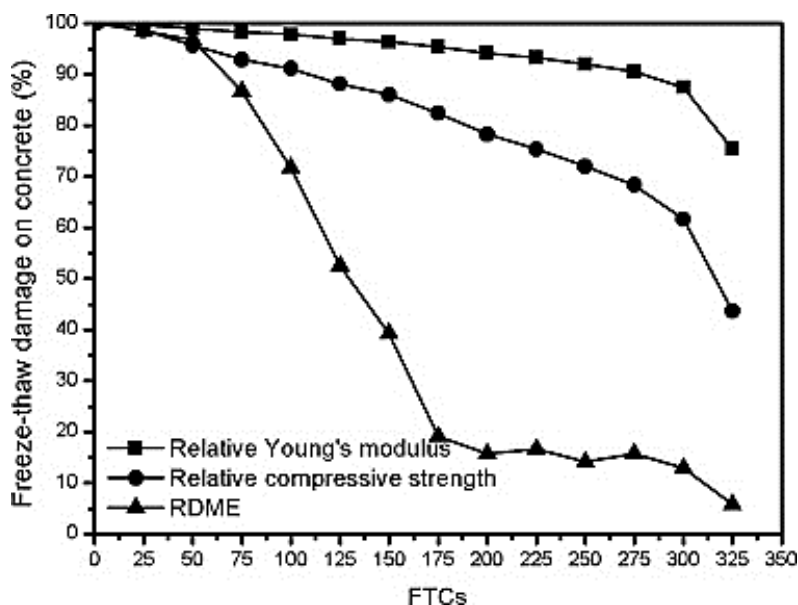


Figura 170. Tendencias de deterioro del módulo de Young, resistencia a la compresión y RDME del concreto bajo FTC. (Bastidas-Arteaga, 2018)

Los resultados indican que, a medida que se aumentaban los FTC la resistencia a la compresión y el módulo de Young disminuía, y después de 275 FTC ambos disminuyeron

bruscamente. Mientras que, el módulo de elasticidad dinámica relativa (RDME) en torno a los 50 FTC se disminuyó significativamente (Qin et al., 2016).

La variación de la RDME diverge de la resistencia a la compresión, los daños observados por el microscopio están de acuerdo con la pérdida de RDME, por tal es un indicador apropiado para la estructura de poros internos y adecuada para la aplicación en concreto con poco daño por congelación y descongelación, pero no puede cuantificar adecuadamente la degradación de las propiedades mecánicas del concreto dañado severamente por FTC. Además, el RDME tiende a restaurarse después que finaliza los ciclos de congelación y descongelación, especialmente en concreto de alta resistencia, el concreto continúa hidratándose debido a la baja relación agua-cemento, la cantidad de agua disponible para el proceso de congelación- descongelación se reduce por la hidratación, y produce una pasta cementosa adicional reparando las microgrietas en el espécimen (Qin et al., 2016).

Por otro lado, la resistencia a la compresión del concreto es un indicador macroscópico confiable para cuantificar el daño en el concreto seriamente dañado por congelación y descongelación (Qin et al., 2016).

En el análisis de los especímenes con concreto pretensado los autores consideraron principalmente:

- Las pérdidas de pretensado debido solo a FTC,  $\Delta\sigma_{IF}$
- Pérdidas de pretensado de los especímenes después de someterse a congelación y descongelación cíclica,  $\Delta\sigma_I$ , que incluye pérdidas directas por FTC ( $\Delta\sigma_{IF}$ ) y perdidas por otros factores.
- Pérdidas de pretensado en muestras de control  $\Delta\sigma_{IO}$  ( $\Delta\sigma_{IO} = \Delta\sigma_I - \Delta\sigma_{IF}$ )

Las pérdidas de pretensado medidas de los especímenes con concreto pretensado sometidos a ciclos de congelación-descongelación se muestra en la figura 171, donde:

$\Delta\sigma_{IF}^{A-u}$  son las pérdidas de pretensado en espécimen de concreto con cables de pretensados no unidos.

$\Delta\sigma_{IF}^{A-b,\tau}$  son las pérdidas en el extremo de tensión en espécimen de concreto con cables de pretensado unidos.

$\Delta\sigma_{IF}^{A-b,\alpha}$  son las pérdidas en el extremo del anclaje en espécimen de concreto con cables de pretensado unidos.

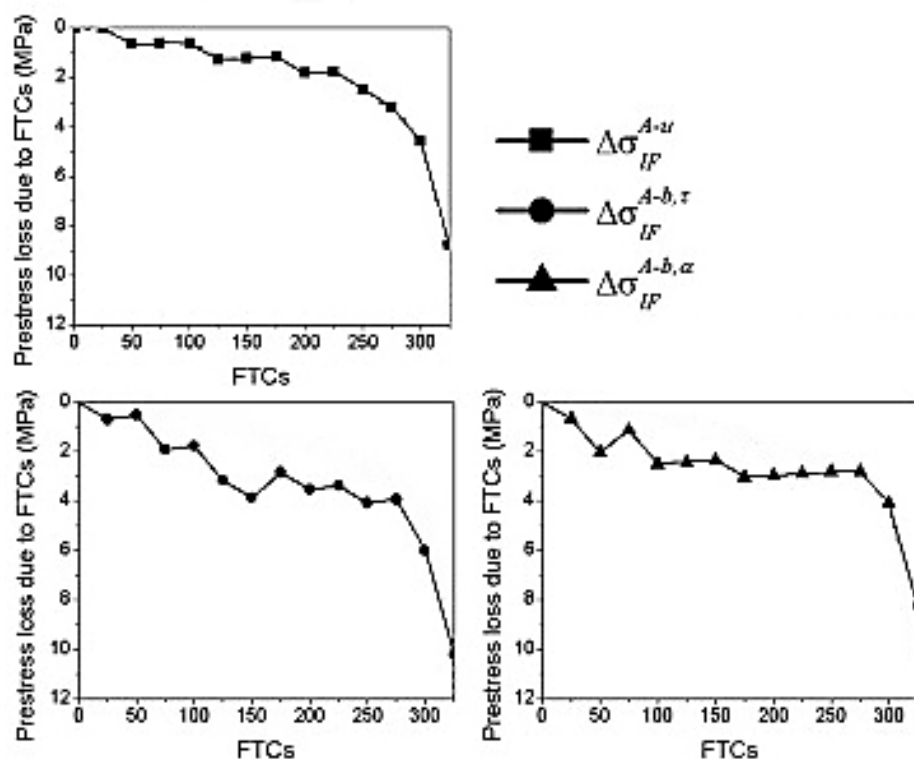


Figura 171. Pérdidas de pretensado de muestras de concreto por FTCs. Editado de (Qin et al., 2016)

Las pérdidas de pretensado en muestra unida tanto para el extremo tensor como para el anclaje, fluctúan gradualmente desde 50 FTC a 250 FTC, también se observó que las pérdidas en la muestra unida fueron mayores que en la muestra no unida (Qin et al., 2016). La figura 172 muestra la causa de daño en el espécimen de concreto con pretensado unido, que edad temprana de ataque por congelación y descongelación, se evidencio deformación desigual en los cables de pretensado, a razón que, la pasta de cemento en ambos extremos del conducto comenzó a romperse. Los autores informan que la última pérdida de pretensado debido a FTC fue aproximadamente 50 MPa, alrededor del 5% de  $\sigma_{con}$ .

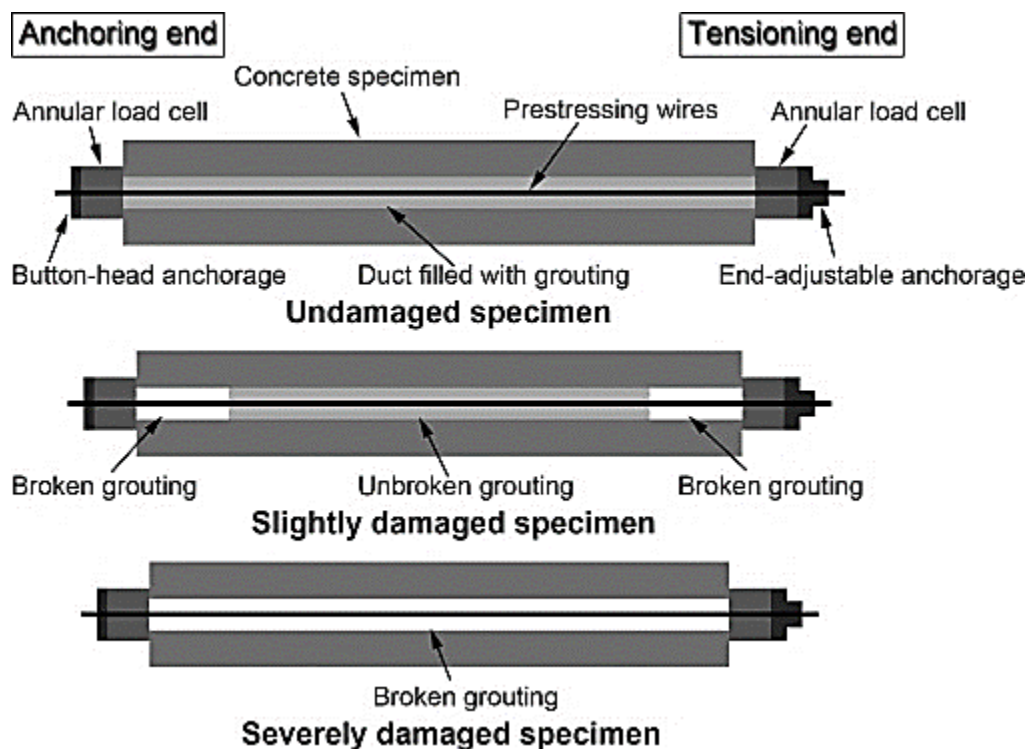


Figura 172. Lechada de conductos de especímenes pretensados en condiciones de servidumbre bajo el ataque de FTC. (Qin et al., 2016)

## **9.2. Técnicas y procedimiento para diagnóstico.**

Las estructuras que han estado expuestas a altas temperaturas sufren alteraciones físico-químicas en sus materiales, debido al cambio de sus propiedades mecánicas es necesario identificar el nivel de daño de las estructuras, y así conocer si está en riesgo la seguridad de la estructura, por consiguiente, dictaminar si es necesario reparación o la estructura debe ser demolida.

En el estudio realizado por (Alonso, Laguna, De Contacto: M, & Alonso, 2013) determinan la profundidad de daño en estructuras de concreto post-incendio, por medio de métodos destructivos y no destructivos.

Para el objetivo de la investigación se evaluaron tres tipologías de estructuras afectadas por incendios de diferente duración e intensidad, en el estudio realizado no se presentan los resultados para cada estructura, se analiza el comportamiento del concreto y del refuerzo de manera general sin entrar a detalle de cada estructura. A continuación, los tipos de estructuras utilizadas en el estudio.

1. Edificio subterráneo de tres sótanos, que almacenaba una central eléctrica para la distribución de electricidad, el primer sótano tenía vigas pretensadas, la actividad del fuego duro aproximadamente 48 horas.
2. Edificio de oficinas de 37 plantas, la duración total del incendio fue de 18 horas.
3. Túnel de transporte por carretera, el inicio del fuego fue debido a la combustión de la cabina de un camión, el incendio duro entre 20 a 30 minutos.



Los métodos utilizados para la evaluación de las estructuras después del incendio se muestran en la figura 173. Estas técnicas permiten determinar la profundidad del concreto afectada por el fuego, sin embargo para su correcta identificación se deben usar tanto métodos no destructivos como los destructivos (Alonso et al., 2013).

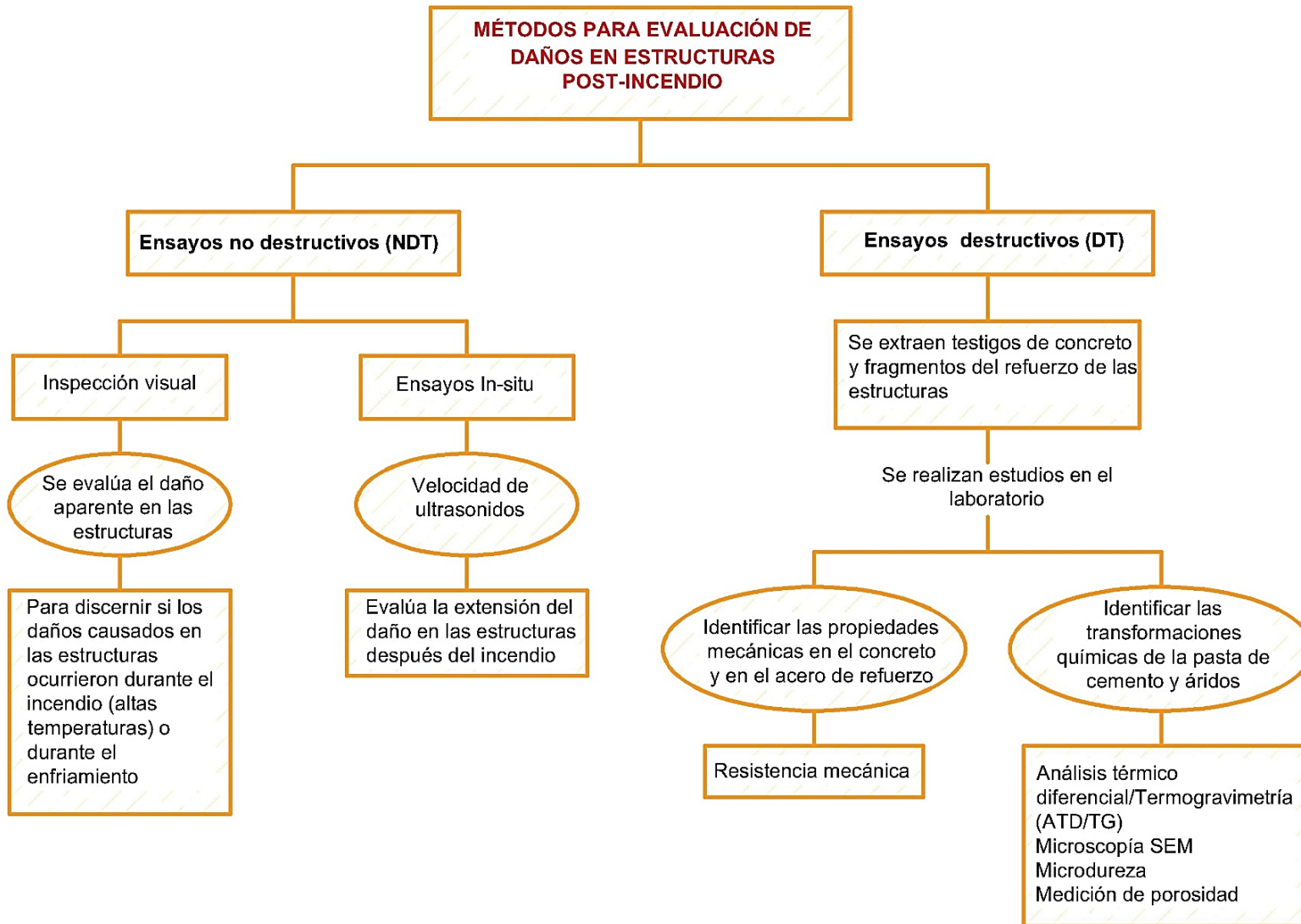


Figura 173. Técnicas de evaluación realizadas después del incendio a las tres estructuras de estudio. Elaboración propia, información tomada de (Alonso et al., 2013)

Algunos aspectos importantes en estructuras post-incendios (Alonso et al., 2013).

- Los elementos de concreto pretensado son susceptibles a los gradientes de temperatura generados durante el incendio.
- La explosión del concreto se desarrolla en las siguientes etapas:
  1. Desprendimiento del recubrimiento del concreto, los gradientes de temperatura y pérdida del confinamiento comprimido del concreto dejan los cables expuestos al fuego.
  2. Aumento brusco de la temperatura.
  3. Rotura de cables debido a la pérdida de ductilidad en el acero.
- La explosión del concreto durante el incendio deja expuesta la armadura al fuego, en temperaturas superiores a los 500°C se produce corrosión en el acero de refuerzo inducida por temperatura, esta se manifiesta con una capa de óxido de color marrón-rojizo o negro sobre el acero.

Observaciones de inspección visual de las tres estructuras de estudio tomadas por (Alonso et al., 2013).

- En el edificio de oficinas se presentó cambio de color en el cemento y los áridos, un color amarillento en la pasta y marrón rojizo en los áridos silíceos que indicó que la temperatura superficial fue superior a los 80°C.
- Las tres estructuras sufrieron explosión en varias zonas como se muestra en la figura 174.
- Las secciones de vigas y columnas sufrieron deterioro simultáneamente por dos caras, por tal, se produjeron tensiones asimétricas que, junto con los daños ocasionados

química en el concreto, el elemento estructural llegó al fallo, en la figura 175 se muestran los daños observados.



Figura 174. Daños en elementos de hormigón después del incendio. (Alonso et al., 2013)

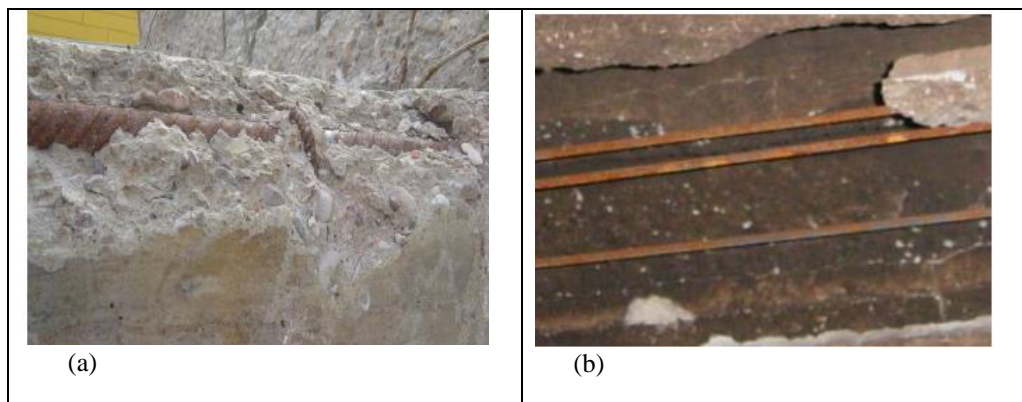


Figura 175. a) armadura expuesta en esquina en viga. b) Explosión en vigueta pretensada y acero expuesto tras saltado del recubrimiento.

Se aplicó inspección por medio de velocidad de ultrasonidos a los pilares de la estructura del sótano. Los resultados se muestran en la figura 176, los cuales indicaron heterogeneidades en el daño para una misma columna y entre columnas. Esto se debe a que la velocidad de ultrasonidos varía con varios factores

- La altura de la columna
- Presencia de fisura y grietas
- Distancia a las fisuras e intensidad de fisuración.

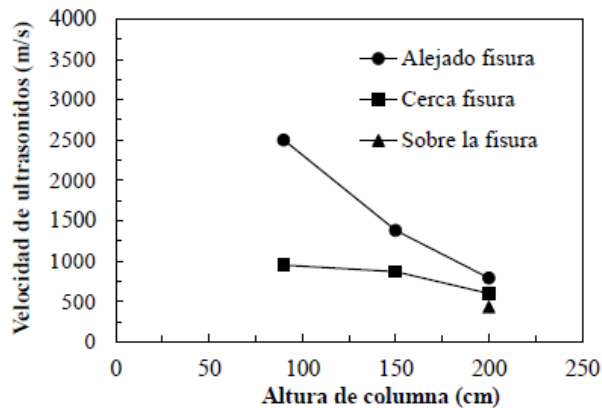


Figura 176. Velocidad de ultrasonidos en pilares dañados por el fuego, edificio sótano. Influencia de la presencia de fisuras y altura del pilar. (Alonso et al., 2013).

A partir de la inspección visual y de ensayos NDT se seleccionaron las zonas para la extracción de testigos de concreto y armadura, estos sirvieron para determinar las pérdidas de propiedades químicas y mecánicas e identificar la profundidad de temperatura crítica que ocasionó los cambios químicos irreversibles en el concreto.

Evaluar las propiedades mecánicas del concreto reforzado después del incendio es complicado, debido a que el daño no es uniforme, la alteración química en el testigo de concreto se produjo en gradientes diferentes de intensidad. Por lo anterior los autores de la investigación no pudieron obtener datos de resistencia mecánicas directas, el testigo de concreto estaba muy

afectado. Por ello siguieron con los métodos de evaluación mostrados en la figura 171 (Alonso et al., 2013)

Mediante el ensayo de ATD/TG se identificó la deshidratación de CSH (silicato de calcio hidratado) que permite cuantificar la profundidad de concreto que ha sido expuesto a temperaturas alrededor de los 350°C, en la figura 175 se muestra la profundidad de alteración de los testigos de concreto.

Aspecto importante a tener en cuenta según (Alonso et al., 2013)

- La deshidratación del gel CSH no puede ocurrir a temperatura ambiente, en esta temperatura ocurre un proceso diferente, la portlandita sufre transformación debido a la interacción con el CO<sub>2</sub> del ambiente generando carbonatación, pero puede generar imprecisiones en la determinación de la profundidad del daño ocasionado por el incendio.

Los resultados obtenidos por (Alonso et al., 2013) respecto a la profundidad de daño después del incendio en estructuras de concreto fue:

- La profundidad máxima de deshidratación del gel CSH en las columnas del edificio de oficinas llegó hasta los 3cm.
- La alteración de la pasta de cemento en la estructura subterránea llegó hasta los 7cm. Se debe interpretar adecuadamente la figura 177 (b), debido a que se puede sobredimensionar la profundidad del daño, debido a procesos de carbonatación.

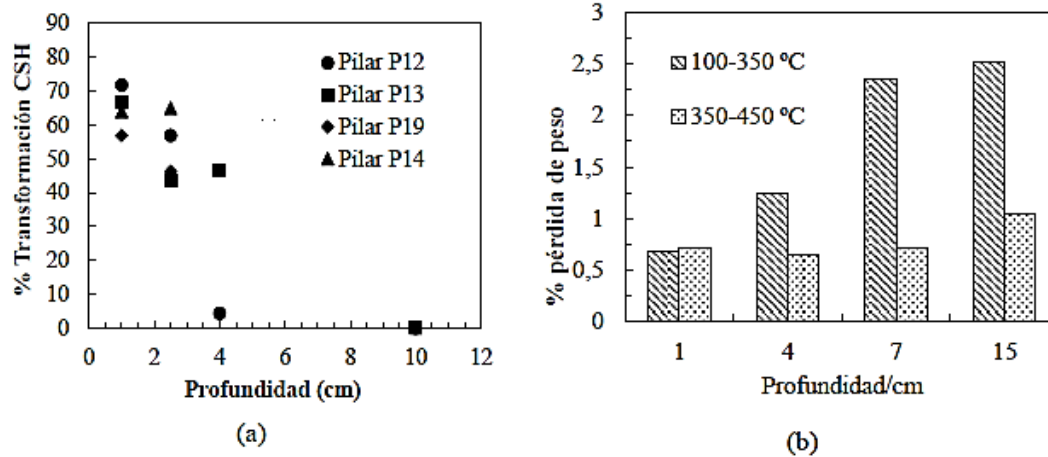


Figura 177. Profundidad de la alteración de la pasta en testigos de concreto a varias profundidades en pilares de varias plantas, edificio de oficinas (a), edificio sótano (b).

Por medio de microscopia SEM los autores tipificaron el daño químico y físico, los cuales se observan en la figura 176 , a continuación resultados encontrados por (Alonso et al., 2013) respecto al ensayo aplicado en los testigos de concreto.

- La pérdida de densidad del material y unión entre la pasta y los áridos son indicativos de que el concreto estuvo expuesto a temperaturas mayores de 350°C
- La presencia de cristales de etrigita indico que la temperatura alcanzo valores por debajo de los 100°C como se muestra en la figura 178 (d).
- Se noto micro fisuración intensa en la masa del concreto de las vigas pretensadas de la estructura subterránea y en el túnel, y no se halló daños químicos en la masa del concreto, esto indico que sufrieron explosiones debido a las tensiones térmicas durante el incendio.
- El exterior fue la parte más afectada por el incendio.

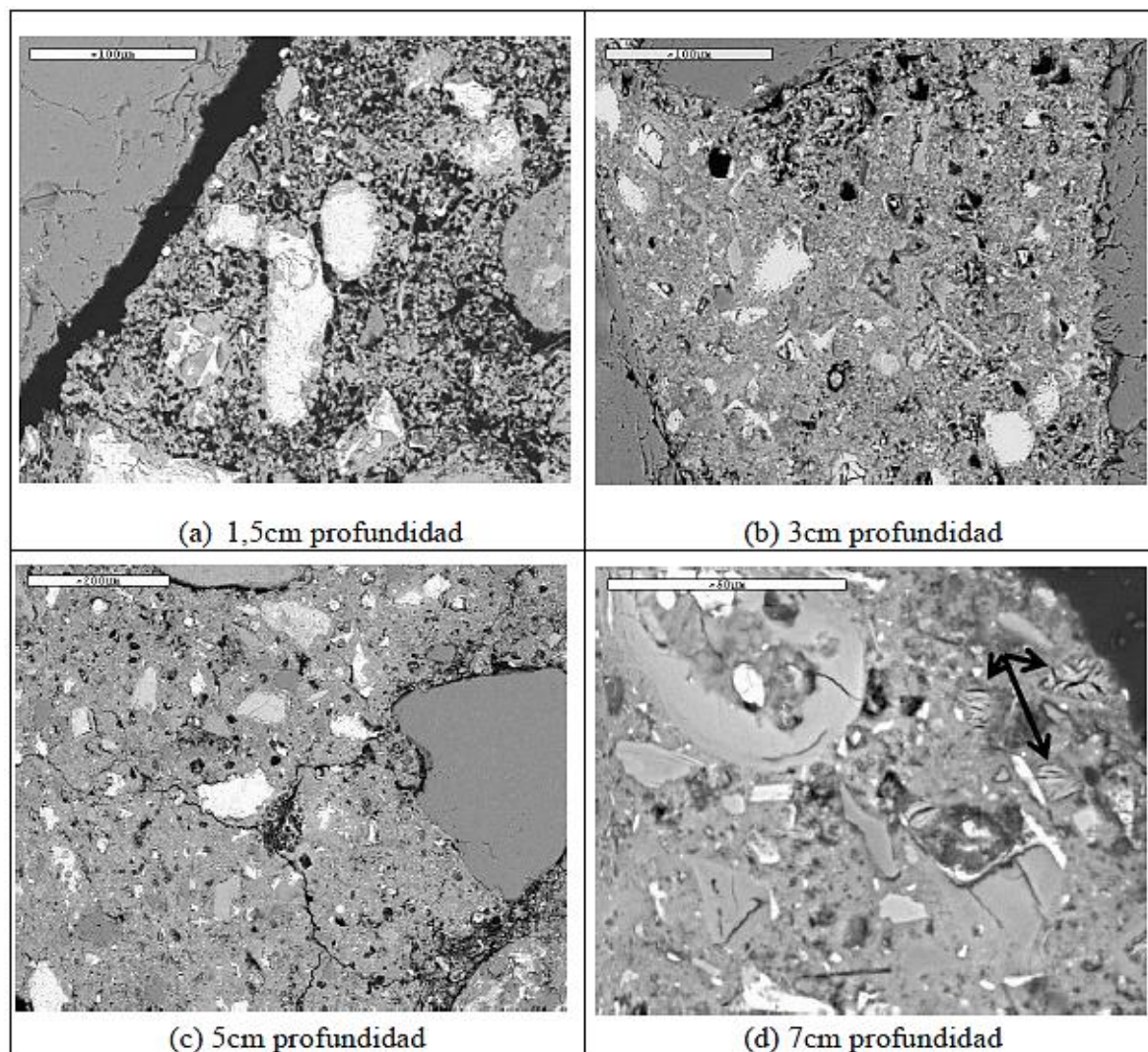


Figura 178. Microscopía de pasta de cemento y áridos alteración debido al fuego. a) 1,5cm prof, b) 3cm prof, c) 5cm prof, d) 7cm prof (Alonso et al., 2013).

Al determinar la microdureza y la porosidad, se encontró que la microdureza de la pasta es menor en zonas exteriores del concreto, lo que se confirmó con la porosidad que disminuyó el tamaño de poro en las zonas internas del concreto. Al relacionar el grado de transformación del gel CSH y la microdureza y porosidad del concreto, se manifestó que mayor grado de deshidratación del gel CSH, es menor la microdureza en la pasta y mayor la porosidad (Alonso et al., 2013).



Respecto al acero de refuerzo, se realizó ensayo de rotura, los resultados mostraron que las altas temperaturas produjeron pérdida de las propiedades de carga máxima y de deformación (Alonso et al., 2013). En la figura 179 se muestran los cambios de propiedades mecánicas del acero pretensado en viguetas del edificio subterráneo.

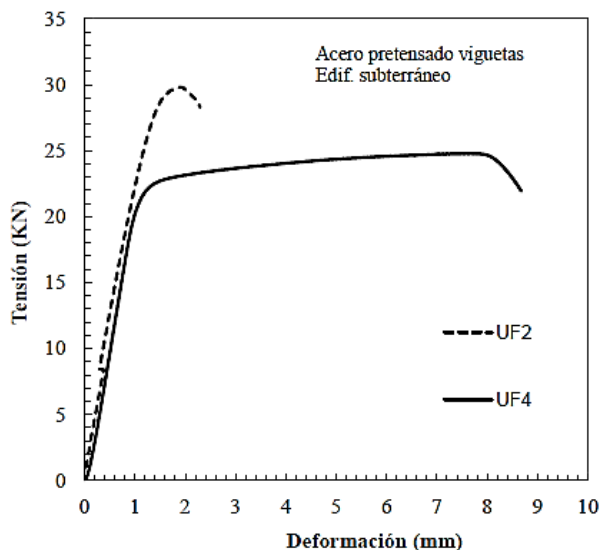


Figura 179. Cambios en las propiedades mecánicas de acero de viguetas pretensadas por la acción del fuego. (Alonso et al., 2013)

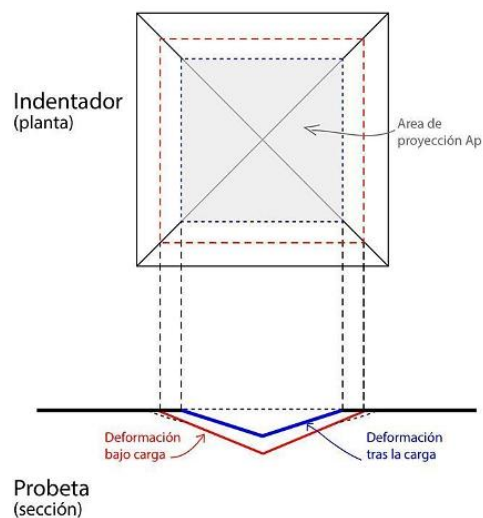
Con los ensayos y técnicas NDT y DT se logró identificar los niveles de daño en las estructuras post-incendios y partir de los ensayos de microestructura, se identificó isoterma de 500°C, la cual puede ser utilizada para calcular la capacidad estructural post-incendio y así decidir reparación o demolición de la estructura (Alonso et al., 2013).

En los ensayos destructivos la extracción del núcleo de concreto puede causar inestabilidad en la estructura, debido a la fragilidad del concreto después de ser expuesto a altas temperaturas, por tanto, en (Guruprasad & Ramaswamy, 2018) se encontró otro método eficiente, capaz de evaluar el daño a partir de micromuestras, para ello realizaron análisis micro mecánico de

concreto y de acero de refuerzo expuestos a altas temperaturas, en el cual determinan las propiedades macroescalares del concreto y el acero de refuerzo a partir de propiedades micromecánicas, que son útiles para determinar la reducción de rigidez y así proporcionar una estrategia de rehabilitación a la estructura.

Se realizó ensayo de micro-indentación con el objetivo de determinar las propiedades micromecánicas (módulo de elasticidad y dureza) de las fases del concreto (mortero y agregado grueso) y del acero expuestos a diferentes temperaturas y tiempo de exposición. Después se aplicaron una técnica autoconsistente para determinar las propiedades macroescalares (Guruprasad & Ramaswamy, 2018).

El ensayo de micro-indentación está regido por la norma internacional ISO 14577, por medio de este se mide la dureza en los materiales, en este se aplica una carga sobre la probeta que genera una huella o marca en la superficie que demuestra la deformación del material, se considera micro porque la carga aplicada es inferior a 2N (Sanjuán fernández, 2020). En la figura 180, se representa esquemáticamente la hendidura que deja el indentador sobre la probeta.



*Figura 180.* Esquema de deformación de la probeta, después de aplicar carga con indentador. Fuente (Sanjuán fernández, 2020).

En el programa experimental primero se realizó pruebas de nivel macro y se prepararon las muestras para las micro hendiduras.

Se elaboraron dos juegos de cilindros con dimensiones de 150mm de diámetro y 300mm de largo, con resistencia de 25MPa y 35MPa, los materiales utilizados para la mezcla fueron los siguientes:

- Cemento portland ordinario (IS 12269,1987)
- Arena fluvial de grado II (IS 383, 1970)
- Piedras de granito trituradas pasadas por el tamiz de 20mm (IS 380, 1970)
- Agua potable

Los dos juegos de cilindros se sometieron a temperaturas y tiempo de exposición como muestran en la tabla 59, luego el primer juego de cilindros de concreto se sometió a prueba de compresión uniaxial.

**Tabla 59.** *Temperatura y tiempo de exposición de muestras de concreto*

<b>Temperatura</b>	<b>Tiempo de exposición</b>
425 °C	4h
550 °C	4h
715 °C	2h
715 °C	4h
850 °C	2h
850 °C	4h

*Nota:* elaboración propia, información tomada de (Guruprasad & Ramaswamy, 2018)

Las pruebas a nivel macro de armadura de acero de refuerzo se realizaron a barras de acero nervado de 300mm de longitud y con un límite elástico de 415MPa y 6mm de diámetro, se

realizaron dos juegos de muestras y se sometieron a las temperatura y tiempo de exposición mostrados en la tabla 60, al primer juego se realizó pruebas de tensión uniaxial.

**Tabla 60.** *Temperatura y tiempo de exposición de muestras de concreto*

<b>Temperatura</b>	<b>Tiempo de exposición</b>
425 °C	4h
550 °C	4h
715 °C	2h
715 °C	4h
850 °C	2h

*Nota:* elaboración propia, información tomada de (Guruprasad & Ramaswamy, 2018)

El segundo juego de muestras se preparó para el ensayo de micro-indentación, a los cilindros de 25 MPa y 35MPa expuestos a diferentes temperaturas y tiempos de exposición (tabla 60) se sacaron tres piezas de concreto de 25mm x 15mm x 15mm, de la parte superior, central e inferior del núcleo de cada cilindro, la figura 181 muestra el proceso que se llevó a cabo para el ensayo. Se quitaron las nervaduras en las barras de acero y se cortaron piezas de 15mm de longitud.

Además de las muestras de concreto anteriormente nombradas, también se realizó ensayo de micro-indentación a muestras de concreto caliente, a razón de estudiar la variación del módulo elástico y los valores de penetración en la matriz y la las fases del agregado durante el estado caliente, la temperatura usada en el ensayo fue de 350°C.

Las muestras preparadas se sometieron a indentación en cuadrícula 8x8 para el concreto, en total 64 puntos de indentación para tener en cuenta las fases del concreto. En el acero de refuerzo la cuadrícula de indentación fue de 6x5, solo se someten a 30 puntos de indentación, debido a la homogeneidad del material.

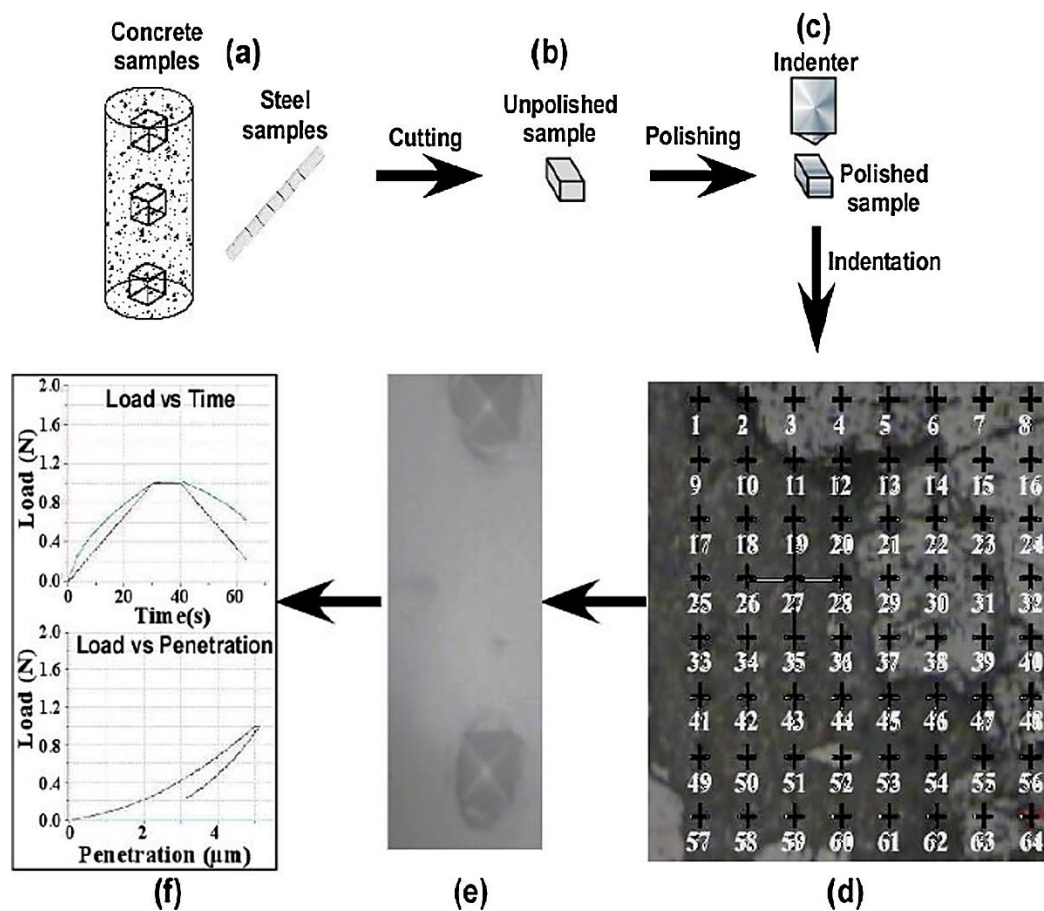


Figura 181. muestras de la muestra de prueba; (b) muestra cortada sin pulir; (c) muestra pulida montada debajo del penetrador; (d) Preparación de la muestra y pasos involucrados en la prueba de micro-indentación: (a) extracción de indentación de la cuadrícula en concreto (a una resolución de 50 ×); (e) guión sobre acero (a 5 × resolución); (f) carga frente al tiempo y la carga frente a las curvas de penetración. (Guruprasad & Ramaswamy, 2018)

En la prueba de indentación se aplicó carga máxima de 1N, el espaciado de las hendiduras se estableció por ASTM- E384-07a, 2009. En la figura 180 se muestra la configuración de prueba de micro hendidura.

Las condiciones de carga y separación de hendiduras se aplicó a:

- Muestras de concreto expuesto a diferentes temperaturas y tiempo de exposición.
- Muestras de acero de refuerzo expuesto a diferentes temperaturas y tiempo de exposición.
- Muestras de concreto no dañadas, de control.

- Muestras de concreto calentadas a 350°C.

Los pasos de la carga de indentación descritos por (Guruprasad & Ramaswamy, 2018) se nombran a continuación:

1. Posición inicial del indentador antes de comenzar la indentación, carga  $P=0$ .
2. Se aplica carga  $P_{max}$  y se registra la profundidad de penetración.
3. Fase de descarga, se retira la carga y produce recuperación elástica de la profundidad.
4. Se retira completamente el penetrador volviendo a la posición inicial, la profundidad de la hendidura se reduce desde un valor  $h_{max}$  a un valor final de profundidad de  $h_f$ .

En la prueba las muestras se sometieron a cargas con respecto al tiempo en tres secciones:

- Carga lineal
- Carga constante
- Descarga

En la figura 182 (c) se muestra gráfica de la carga aplicada frente al tiempo y la penetración frente al tiempo.

De los resultados del ensayo se notó que con el aumento de temperatura los valores de indentación también aumentaban, lo que significa que los componentes del concreto y acero al estar expuestos a altas temperaturas tienden a volverse blandos, en consecuencia, hay pérdida de rigidez y resistencia (Guruprasad & Ramaswamy, 2018). En las figuras 183 y 184 se muestra imágenes SEM y las variaciones de penetración con relación a la temperatura y el tiempo, respectivamente, de la micro-indentación de las muestras de concreto y acero expuestas a diferentes temperaturas y tiempo de exposición.

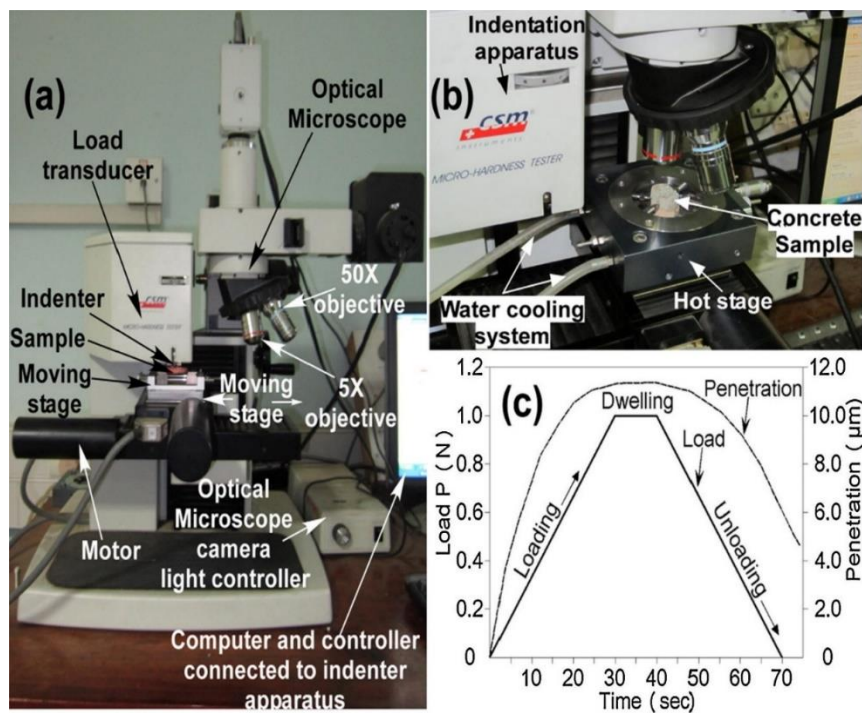


Figura 182. Configuración de prueba de micropresión: (a) aparato de micro sangría; (b) muestra de concreta montada en el escenario durante la sangría en caliente; (c) Carga en función del tiempo y la penetración. (Guruprasad & Ramaswamy, 2018)

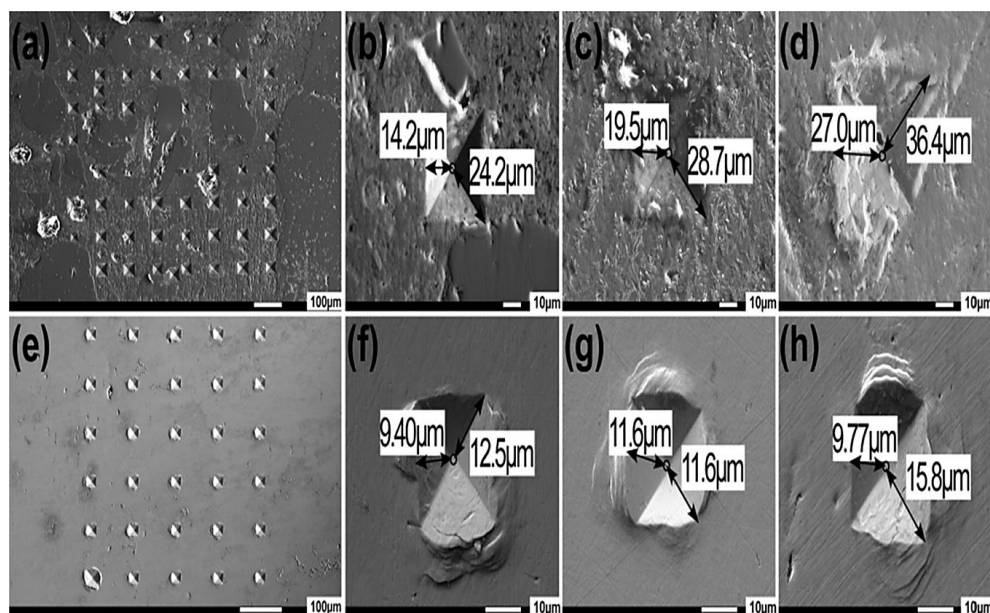


Figura 183. Imágenes SEM de: (a) indentación de rejilla realizada en concreto con una resistencia a compresión de cilindro de 35 MPa a 25 ° C; Dimensiones medidas de la indentación en el hormigón: (b) a 25 ° C: indentación en el mortero; (c) expuesto a 550 ° C (4 h): indentación en el mortero; (d) expuestos a 715 ° C (4 h): indentación en agregado grueso; (e) indentación de rejilla realizada en acero de refuerzo a 25 ° C; Dimensiones de la indentación en acero de refuerzo: (f) a 25 ° C; (g) expuesto a 550 ° C (4 h); h expuesto a 715 ° C (4 h). Fuente:(Guruprasad & Ramaswamy, 2018)

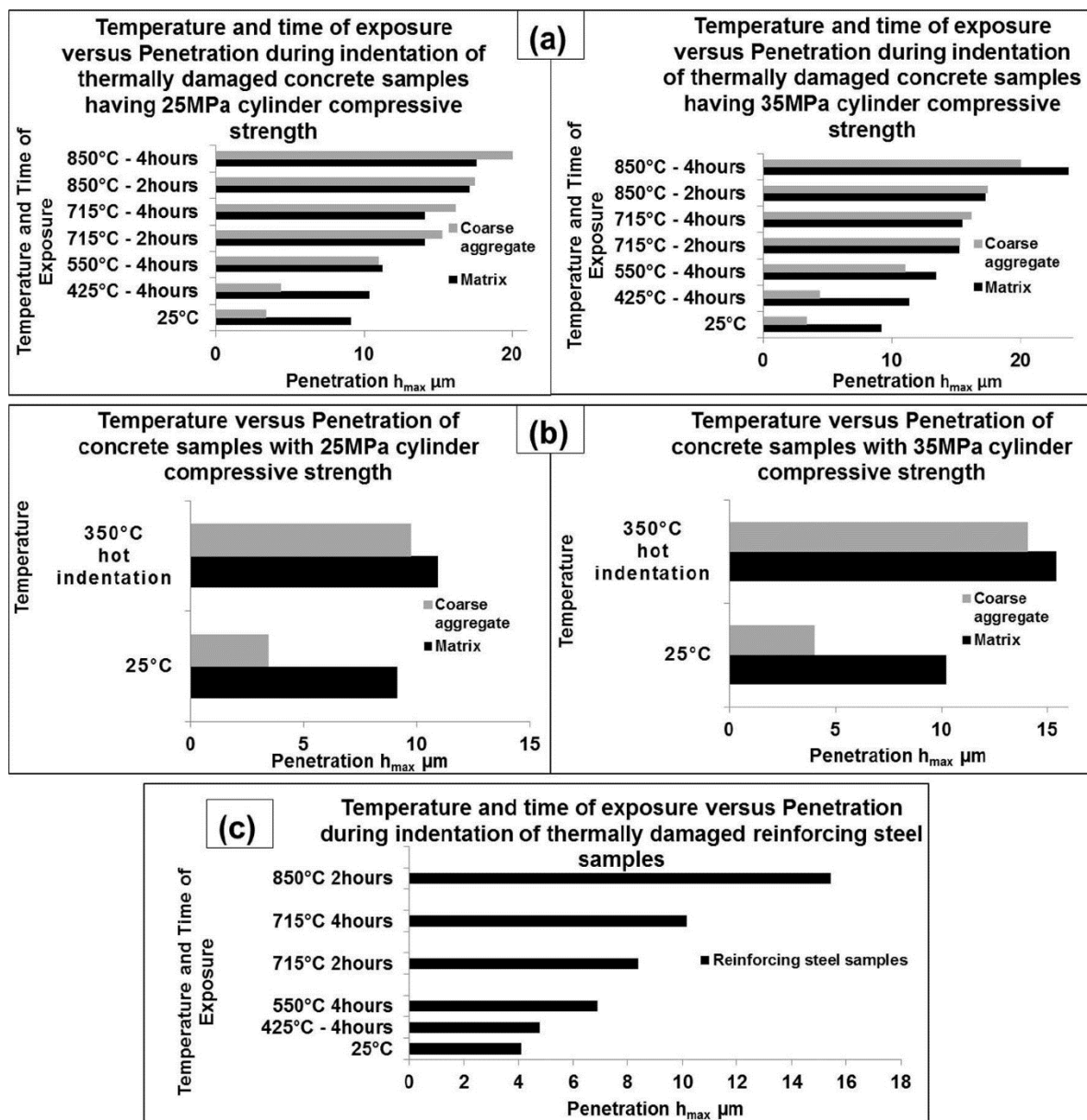


Figura 184. Temperatura y tiempo de exposición versus penetración ( $h_{max}$ ): (a) Temperatura y tiempo de exposición versus penetración durante la indentación en la matriz y fases de agregado grueso presentes en muestras de concreto preexpuestas a diferentes temperaturas y tiempo de exposición con resistencias de compresión del cilindro de 25 MPa y 35 MPa respectivamente, sometidos a indentación a temperatura ambiente; (b) Temperatura y tiempo de exposición frente a la penetración de muestras de concreto sin exposición térmica que tengan resistencias de compresión del cilindro de 25 MPa y 35 MPa, respectivamente, sometidas a una indentación en caliente a 350 °C; (c) Temperatura y tiempo de exposición frente a la penetración de muestras de acero de refuerzo expuestas previamente a diferentes temperaturas y tiempo de exposición sometidos a indentación a temperatura ambiente. Fuente: (Guruprasad & Ramaswamy, 2018)



Durante el ciclo carga-descarga en la prueba de micro-indentación se obtuvo curva de carga versus la penetración, esto se representa en la figura 185. Seguido se realizó análisis de la curva obteniendo el módulo de elasticidad de la micro-indentación ( $E_{IND}$ ) por medio del método de Oliver y Pharr, los principales parámetros utilizados fueron la carga máxima ( $P_{max}$ ), la profundidad máxima de penetración ( $h_{max}$ ) y la rigidez de contacto inicial (Guruprasad & Ramaswamy, 2018). Los autores también calcularon la dureza ( $H$ ) del material utilizando la carga máxima aplicada y el área de contacto proyectada de la indentación en la superficie de la muestra.

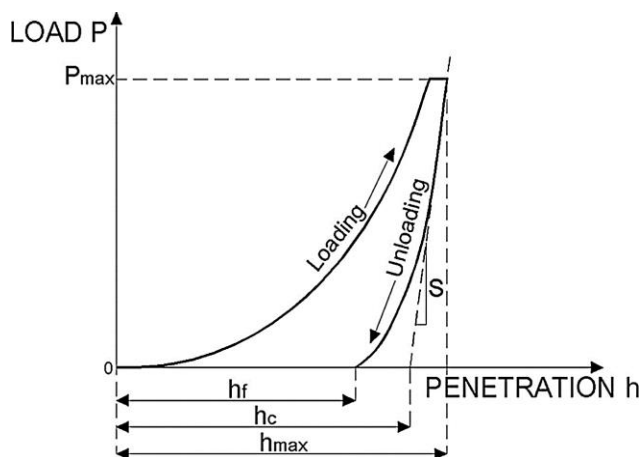


Figura 185. Curva típica de carga versus penetración obtenida a partir de la prueba de micro-indentación. (Guruprasad & Ramaswamy, 2018)

Mediante análisis estadístico de las indentaciones se obtuvo las propiedades mecánicas de las fases individuales del concreto (mortero y agregado grueso) y acero de refuerzo, aplicando la técnica de deconvolución para el análisis de datos (Guruprasad & Ramaswamy, 2018). En la tabla 61 se resumen las observaciones encontradas por los autores al obtener las propiedades mecánicas por el método de deconvolución.

**Tabla 61.** Observaciones a propiedades mecánicas obtenidas por el método de deconvolución en muestras de concreto y acero de refuerzo expuestas a altas temperaturas y tiempo de exposición.

Muestra	Resultados del método de deconvolución	Observación
Muestras de concreto no dañadas, de control.	Deconvolución aplicada a los resultados de indentación de las muestras extraídas de la parte superior, intermedia e inferior de los cilindros de concreto, con resistencia de compresión de 25 Mpa y 35MPa, sin exposición térmica, se registran en la tabla 62.	Los agregados gruesos extraídos de las muestras en la parte superior tuvieron menor fracción volumétrica que, las muestras extraídas de la parte media e inferior de los cilindros preexpuestos a diferentes temperatura y tiempo de exposición
Muestras de concreto expuesto a diferentes temperaturas y tiempo de exposición	Los resultados del método aplicado a indentación a temperatura ambiente de muestras de concreto de 25 MPa y 35 MPa dañadas térmicamente, se registran en la tabla 63.	<p>*La degradación en el agregado grueso inicio gradualmente a 425°C - 4h</p> <p>*Aumento significativo de penetración y disminución del módulo de elasticidad en exposición a temperaturas de 715°C (2,4h) hasta 850°C (2,4h), los agregados se volvieron blandos, posiblemente debido a inicio de fusión.</p> <p>* Se presento gran disminución en los valores medios del módulo elástico con aumento en los valores de penetración para el agregado grueso contenido en concreto de 35 MPa expuestas a temperaturas y tiempo de exposición más altos en comparación al agregado presente en el concreto de 25MPa.</p> <p>*Los valores de dureza en el mortero y agregados gruesos disminuyen pronunciadamente a temperaturas altas entre 715°C y 850°C</p>

*Nota:* elaboración propia, fuente (Guruprasad & Ramaswamy, 2018)

**Continuacion de la Tabla 61.** *Observaciones a propiedades mecánicas obtenidas por el método de deconvolución en muestras de concreto y acero de refuerzo expuestas a altas temperaturas y tiempo de exposición.*

Muestra	Resultados del método de deconvolución	Observación
Muestras de acero de refuerzo expuesto a diferentes temperaturas y tiempo de exposición.	La tabla 64, muestra los resultados del método de deconvolución aplicado a micro-indentación a muestras de acero previamente expuestas a diferentes temperaturas y tiempo de exposición.	<p>*En comparación con el concreto la reducción del módulo elástico es menor.</p> <p>* Caída de modulo elástico entre 20-22% en acero de refuerzo expuesto a 850°C en comparación a muestra sin exposición térmica.</p> <p>*Notable aumento de penetración en las muestras de acero expuestas a temperatura entre 715°C y 850°C, esto indica que el acero comienza a ponerse blando cuando se expone a temperatura igual y superior a 715°C.</p> <p>*Los valores de dureza se reducen al aumentar la temperatura de exposición.</p>
Muestras de concreto calentadas a 350°C.	Los resultados de deconvolución de la indentación en muestras de concreto caliente se muestran en la tabla 65.	<p>*cuando el concreto se calientan a 350°C, muestra mayor aumento en los valores de penetración que en los valores de penetración en muestras de concreto preexpuestas a temperatura más altas y sometidas a indentación a temperatura ambiente</p> <p>* Los constituyentes del concreto se vuelven blandos cuando se calientan y tienen mayor deformación cuando son cargados simultáneamente en condiciones de calor.</p> <p>*Los valores de dureza del mortero y el agregado grueso son menores en comparación con valores de dureza en concreto preexpuesto a 425°C (4h).</p>

*Nota:* elaboración propia, fuente (Guruprasad & Ramaswamy, 2018)

De los resultados se dedujo que el concreto con resistencia a la compresión de 25MPa tiene mejor resistencia a la temperatura que el concreto de resistencia a la compresión de 35MPa, a mayor contenido de agregado fino mayor es cantidad de sílice en el concreto, evitando la degradación más rápida del agregado grueso que es el componente portador de carga en el concreto, cuando se expone a altas temperaturas (Guruprasad & Ramaswamy, 2018).

**Tabla 62.** Resultados del método de deconvolución de muestras de concreto superior, medio e inferior que tienen resistencias de compresión de cilindro de 25 MPa y 35 MPa sin exposición térmica sometidas a indentación a temperatura ambiente.

Muestra de concreto	Fase	Parte superior		Medio		Fondo	
		f(%)	E <sub>IND</sub> (GPa)	f(%)	E <sub>IND</sub> (GPa)	f(%)	E <sub>IND</sub> (GPa)
25 Mpa a 25°C	Matriz	86	20.0 ± 7.4	71	19.6 ± 6.4	69	19.8 ± 8.1
	Agregado grueso	14	50.0 ± 7.4	29	48.9 ± 10.0	29	48.2 ± 9.4
35 Mpa a 25°C	Matriz	89	27.1 ± 8.1	73	28.6 ± 5.6	64	29.1 ± 6.8
	Agregado grueso	11	50.1 ± 9.2	27	49.2 ± 10.4	36	51.2 ± 9.8

*Nota:* tomada de (Guruprasad & Ramaswamy, 2018).

**Tabla 63.** Resultados del método de desconvolución de muestras de concreto dañadas térmicamente que tienen resistencias de compresión de cilindro de 25 MPa y 35 MPa, expuestas previamente a diferentes temperaturas y tiempo de exposición sometidas a indentación a temperatura ambiente.

Muestra de concreto con exposición pre térmica	Fase	25MPa				35MPa			
		f(%)	EIND (GPa)	hmax (μm)	H (Gpa)	f(%)	EIND (GPa)	hmax (μm)	H (Gpa)
25°C (control)	Matriz	69.0	21.90 ± 7.80	9.11	1.89 ± 1.84	75.0	28.00 ± 7.50	10.21	1,82 ± 1,86
	Agregado grueso	31.0	48.00 ± 9.80	3.42	11.59 ± 4.02	25.0	51.70 ± 13.00	4.01	10.94 ± 8.24
425°C 4h	Matriz	58.0	7,80 ± 4,40	10.35	1,76 ± 2,87	58.0	9.13 ± 5.97	11.34	1.64 ± 4.26
	Agregado grueso	42.0	30.83 ± 5.60	4.36	10.54 ± 3.74	42.0	31.82 ± 10.20	6.64	9.14 ± 6.38
550°C 4h	Matriz	62.0	4.28 ± 3.43	11.25	1.49 ± 1.66	58.0	4.24 ± 1.15	13.42	1.28 ± 0.39
	Agregado grueso	38.0	28.82 ± 11.22	11.00	10.08 ± 5.91	42.0	29.05 ± 1 1.63	13.22	7.11 ± 8.10
715°C 2h	Matriz	62.0	1.19 ± 1.01	14.12	1.26 ± 1.62	61.0	1.68 ± 0.71	15.22	1.20 ± 0.61
	Agregado grueso	38.0	15,41 ± 3,90	15.23	8.07 ± 3.03	39.0	15,26 ± 2,39	16.77	6.56 ± 3.30
715°C 4h	Matriz	53.0	1.01 ± 0.79	16.84	0.93 ± 1.01	60.0	1.00 ± 0.86	17.25	0.91 ± 0.79
	Agregado grueso	47.0	9.82 ± 2.99	17.43	3.68 ± 1.89	40.0	9.74 ± 3.45	18.89	3.84 ± 1.37
850°C 2h	Matriz	53.0	1.01 ± 0.79	16.84	0.93 ± 1.01	60.0	1.00 ± 0.86	17.25	0.91 ± 0.79
	Agregado grueso	47.0	9.82 ± 2.99	17.43	3.68 ± 1.89	40.0	9.74 ± 3.45	18.89	3.84 ± 1.37
850°C 4h	Matriz	34.0	0.99 ± 0.39	17.55	0.85 ± 0.99	35.0	1.00 ± 1.07	23.73	0.84 ± 0.54
	Agregado grueso	66.0	7,73 ± 2,53	20.0	2,48 ± 1,22	65.0	7,69 ± 2,82	23.30	2.99 ± 3.24

Nota: tomada de (Guruprasad & Ramaswamy, 2018).

**Tabla 64.** Resultados del método de deconvolución de muestras de acero de refuerzo dañadas térmicamente previamente expuestas a diferentes temperaturas y tiempo de exposición sometidas a indentación a temperatura ambiente.

Refuerzo de acero con exposición pre térmica	25°C (Control)	425°C 4h	550°C 4h	715°C 2h	715°C 4h	850°C 2h
	EIND (GPa)	250.00 ± 42.70	224.11 ± 41.82	230.79 ± 63.55	226.92 ± 43.70	225.13 ± 73.37
Hmax (µm)	4.11	4.78	6.90	8.38	10.16	15.43
H(GPa)	3.80 ± 1.31	3.43 ± 0.77	3.06 ± 1.63	2.39 ± 1.63	1.84 ± 0.88	1.35 ± 0.59

Nota: tomada de (Guruprasad & Ramaswamy, 2018)

**Tabla 65.** Resultados del método de deconvolución de muestras de hormigón con resistencia a compresión de cilindro de 25 MPa y 35 MPa sometidas a hendidura caliente.

Muestra de concreto	Fase	25MPa				35MPa			
		f(%)	EIND (GPa)	hmax (µm)	H (Gpa)	f(%)	EIND (GPa)	hmax (µm)	H (Gpa)
A 25 ° C (Control)	Matriz	69.0	21.90 ± 7.80	9.11	1.89 ± 1.84	75.0	28.00 ± 7.50	10.2	1.82 ± 1.86
	Agregado grueso	31.0	48.00 ± 9.80	3.42	11.59 ± 4.02	25.0	51.70 ± 13.00	4.01	10.94 ± 8.24
A 350°C indentación caliente	Matriz	43.75	15.00 ± 0.94	10.9	1.60 ± 2.00	58.0	17.14 ± 1.18	15.3	1.55 ± 1.86
	Agregado grueso	56.25	38.29 ± 6.00	9.72	7.85 ± 4.61	42.0	38.27 ± 10.76	14.0	6.47 ± 9.88

Nota: tomada de (Guruprasad & Ramaswamy, 2018)

Para obtener las propiedades mecánicas homogenizadas de concreto y acero de refuerzo expuestos a diferentes temperaturas y tiempo de exposición, se aplicó el método de

autoconsistencia, con este se logró obtener las propiedades elásticas de los materiales compuestos macroscópicamente mediante los resultados de micro-indentación de fases individuales (Guruprasad & Ramaswamy, 2018).

Los resultados obtenidos por medio de la homogeneización se comparan con los resultados de las pruebas a macroescala (compresión uniaxial y tensión uniaxial) en la tabla 66, se observó concordancia entre el módulo elástico homogenizado obtenido a partir de la micro-indentación y el módulo elástico obtenido de las pruebas macroescalares, esto demuestra que la micro-indentación y homogeneización es adecuada para obtener las propiedades mecánicas del concreto y el acero de refuerzo expuesto a altas temperaturas y tiempo de exposición (Guruprasad & Ramaswamy, 2018). El método de micro-indentación es útil y eficiente para cuantificar el daño y reducción de rigidez de estructuras de concreto reforzado expuestos a altas temperaturas.

**Tabla 66.** Resultados homogenizados a partir de las micro- indentaciones y resultados a macroescala de pruebas de compresión uniaxial y tensión (concreto y acero, respectivamente), de muestras de concreto y acero de refuerzo expuestas previamente a diferentes temperaturas y tiempo de exposición.

Temperatura y tiempo de exposición	Modulo elástico homogenizado de concreto E (GPa)		Modulo elástico de escala macro de concreto (GPa)		Modulo elástico homogenizado de acero de refuerzo $E_s$ (GPa)	Modulo elástico de escala macro de acero de refuerzo (GPa)
	25 MPa	35 MPa	25 MPa	35 MPa		
25°C	29.32	32.32	29.947	32.443	246.882	248.000
425°C 4h	6.8337	7.4601	6.793	7.007	240.151	239.050
550°C 4h	2.3172	3.3130	2.392	3.341	234.683	236.393
715°C 2h	0.576	1.1416	0.550	1.090	219.071	220.651
715°C 4h	0.4132	0.4295	0.415	0.408	206.570	208.000
850°C 2h	0.3816	0.4008	0.342	0.357	193.173	195.220
850°C 4h	0.3816	0.2975	0.280	0.247	-	-
Indentación en caliente 350°C	14.9291	17.1006	-	-	-	-

Nota: tomada de (Guruprasad & Ramaswamy, 2018)

Por el contrario, en (Dong, Su, Qiao, & Sun, 2018) se realizó una investigación cuantitativamente de la evolución del daño microestructural y su efecto sobre el comportamiento de fractura en muestras de concreto sometidas a 0, 500 y 1500 ciclos de congelación y descongelación. En la investigación se desarrollaron los siguientes modelos y métodos de evaluación:

- Se aplicó modelo de zona cohesiva (CZM) a microescala para simular el proceso de inicio y propagación de microgrietas.



- Se desarrollaron modelos de elementos finitos (FE) de muestras de concreto dañadas por diferentes ciclos de congelación-descongelación para analizar los cambios microestructurales internos.
- Por imágenes de termografía computarizada (TC) de rayos x se obtuvo la microestructura del concreto sometido a ciclos de congelación y descongelación, mediante esta se evaluó el comportamiento de fractura del concreto.
- Se realizó prueba de flexión en tres puntos de la viga de muestra experimental, después de someterla a ciclos de congelación-descongelación, para obtener las propiedades de fractura del concreto.

En general, se realizó un modelo de zona cohesiva combinado con imagen de CT de rayos x y su simulación a microescala, que fueron eficientes para caracterizar el efecto del daño microestructural producido por acciones de congelación-descongelación en el concreto (Dong et al., 2018).

En la figura 186 muestra el modelo reconstruido a partir de imagen CT de la microestructura dañada del concreto, para análisis de elementos finitos, los agregados finos y la pasta de cemento se tomo como uno solo, que es el mortero, y así evitar mayores elementos de análisis.

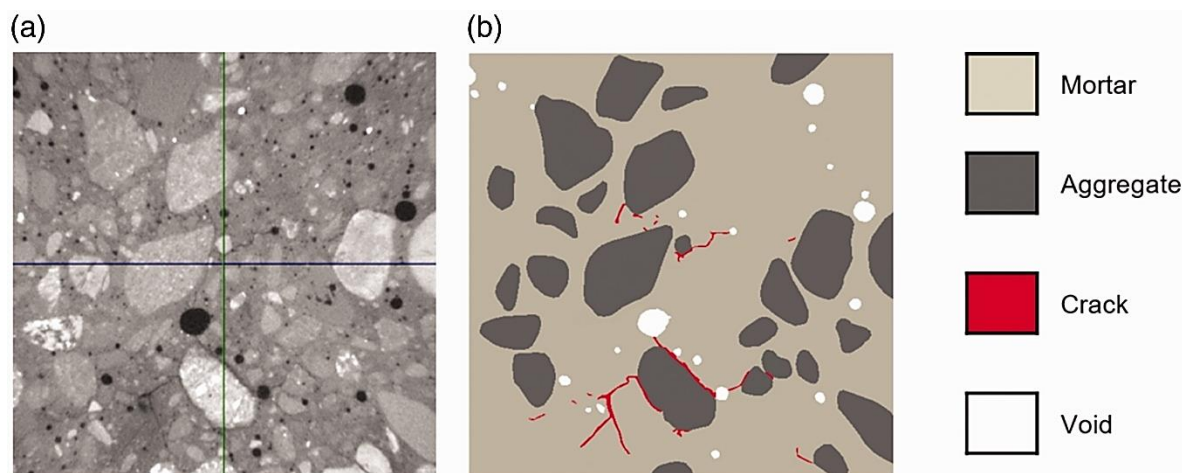


Figura 186. Una imagen de TC de  $12 \times 12 \text{ mm}^2$  (a) de hormigón con imagen reconstruida (b). Fuente: (Dong et al., 2018).

Las muestras para ensayo experimental fueron vigas con muescas, que contenían agregados de baja degradación con factor de degradación de 31. La prueba de congelación-descongelación se rigió por el procedimiento A de ASTM C666. En la figura 187 se enseña la muestra de concreto y la región microestructural heterogénea.

Los autores tomaron la región 2 como heterogénea, compuesta de mortero y agregados, las regiones 1 y 3 de los extremos de la viga se consideraron homogéneos solo concreto.

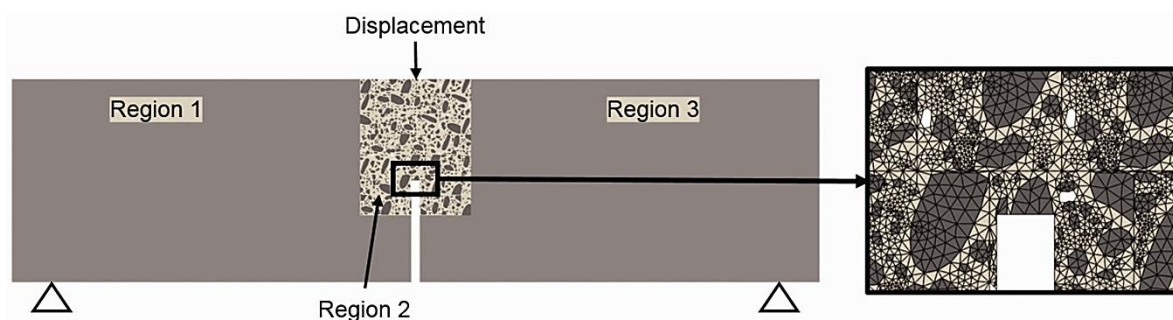


Figura 187. Modelo de geometría de viga de hormigón con muescas y distribución de malla FE de hormigón cerca de la muesca (Viga: 10 cm de alto  $\times$  40 cm de largo  $\times$  7.5 cm de espesor; Muesca: 5 cm de alto; región de heterogeneidad 7 cm de alto  $\times$  5 cm de largo). Fuente: (Dong et al., 2018).

El procedimiento de modelado usado por (Dong et al., 2018) se resume a continuación:

1. A partir de imágenes de TC se observaron las microgrietas generados por los ciclos de congelación-descongelación y se modelo la región heterogenia. La muestra completa se tuvo en cuenta para la prueba de flexión en los tres puntos.
2. Se corto la muesca del tramo medio de la viga, las regiones de los extremos de la viga estaban mallados con elementos triangulares de concreto y la región heterogénea estaban mallados con elementos triangulares de mortero y elementos triangulares de agregados.
3. Se incluyeron elementos cohesivos de zona de transición interfacial entre los elementos de mortero y elementos de agregado y se insertaron elementos cohesivos de mortero en la matriz del mortero.
4. En los extremos inferiores de la viga se colocaron restricciones, mientras en la superficie superior se simulo la carga controlándola con el desplazamiento en el punto central.

Para simular el inicio y propagación de microgrietas en modelo de zona cohesiva, se obtuvo las resistencias de los elementos cohesivos de la muestra, que son el mortero y la zona de transición interfacial (ITZ), mediante análisis inverso de curvas de carga-flexión de muestras antes de someterlas a ciclos de congelación- descongelación, los datos de resistencia de tracción obtenidos fueron de 6.5 MPa y 2.8 MPa para el mortero e ITZ, respectivamente. En el análisis de FE se incluyen los elementos cohesivos a la matriz de rigidez global, para calcular el módulo efectivo de elasticidad (Dong et al., 2018).

Para la aplicación de carga y cálculo de energía de fractura, se realizó prueba de flexión en tres puntos de vigas con muescas, con velocidad de carga de 0.6 mm/min y carga final aplicada inferior a 66N. En la simulación se controló la carga con respecto al desplazamiento en el punto

de carga, el desplazamiento final fue de 0.6mm y la fuerza de reacción fue de 132N (Dong et al., 2018).

La resistencia a la tracción y la energía de fractura se utilizaron para caracterizar el rendimiento de fractura del concreto, estas se obtuvieron a partir de pruebas de flexión. La validez del CMZ, se comprobó por comparación de los resultados obtenidos por simulación FE y por el método experimental de muestras de concreto con cero ciclos de congelación-descongelación, se encontró buen acuerdo entre las curvas de carga-deflexión, y las cargas máximas de los resultados experimentales y simulados son similares siendo 165N/m y 160N/m respectivamente. Estos valores de energía de fractura son altos debido al uso de agregados de baja degradación, en concreto normal la energía de fractura sería menor (Dong et al., 2018).

Daño microestructural, según los autores:

- Las cargas máximas en la prueba de flexión de tres puntos para muestras antes de someterse a ciclos de congelación-descongelación oscilaron entre 1823 N y 2090 N.
- Resultados de tomografía computarizada de rayos x mostraron muchas microgrietas cuando las muestras de concreto se someten a 500 y 1500 ciclos de congelación-descongelación.
- Las muestras de concreto sometidas a 500 ciclos de congelación-descongelación, obtuvieron entre 1380 N y 1690 N de carga máxima en prueba de flexión, en comparación con muestras a cero ciclos disminuyo aproximadamente un 25%. En muestra típica de concreto su rendimiento de fractura se consideró como parcialmente dañado.

- Las muestras de concreto sometidas a 1500 ciclos de congelación-descongelación, el valor de la carga máxima disminuyó 40% respecto a su valor inicial y fue una muestra típica de concreto severamente dañada.

Las microestructuras obtenidas por CT de rayos x de concretos sometidos a 500 y 1500 ciclos de congelación-descongelación se utilizaron en el modelo de FE para analizar la influencia de los patrones de microgrietas con el comportamiento mecánico y de fractura del concreto expuesto a ciclos de congelación- descongelación. Se realizaron dos modelos de simulación, con y sin microgrietas iniciales, en ambos modelos con igual distribución de los agregados y vacíos (Dong et al., 2018). En la tabla 67 se muestra se comparan los resultados experimentales y simulados.

**Tabla 67.** Comparación de resultados experimentales y simulados.

	500 ciclos			1500 ciclos		
	Experiment al	Con grieta	Sin grieta	Experiment al	Con grieta	Sin grieta
<b>Carga máxima (N)</b>	1379-1690	1487	1890	801-1090	828	2050
<b>Energía de fractura (N/m)</b>	81-121	141	170	45-69	104	196

*Nota:* tomada de (Dong et al., 2018)

De acuerdo a los resultados se logró concordancia en las cargas máximas y en la energía de fractura entre el ensayo experimental y la simulación (Dong et al., 2018)

En la figura 188 se muestra el proceso de simulación de grietas después de 500 ciclos de congelación-descongelación de dos modelos con y sin microgrietas iniciales.

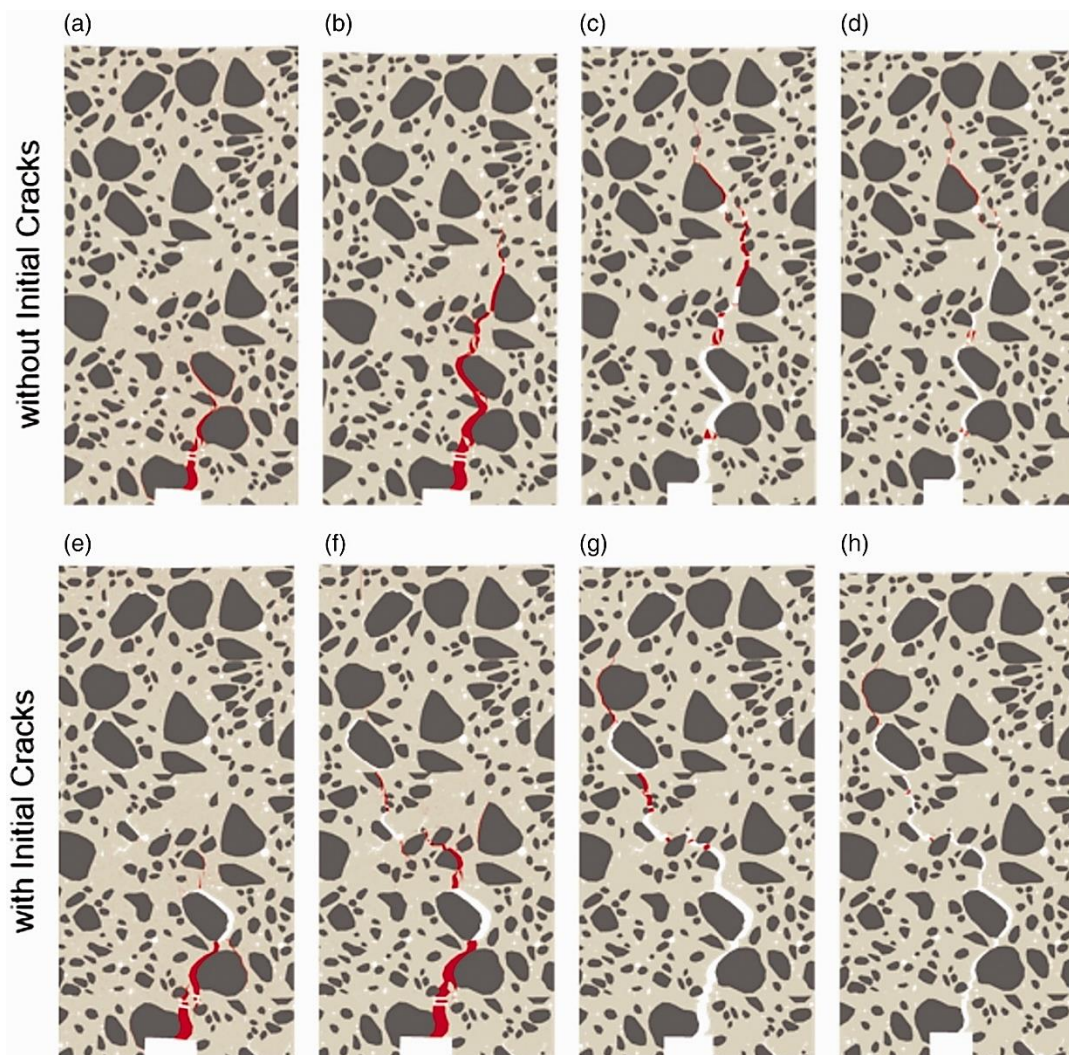


Figura 188. Patrones de grietas y propagaciones de muestras a 500 ciclos de congelación-descongelación sin microgrietas iniciales (a – d) y con microgrietas iniciales (e – h). Fuente: (Dong et al., 2018).

Observaciones de los autores sobre el modelo de simulación con y sin microgrietas iniciales en muestras de concreto con muesca sometidas a 500 ciclos de congelación-descongelación:

- En ambos modelos la grieta inicia a partir de la muesca y las direcciones de las grietas difieren cuando la carga externa alcanza 0.6mm.
- En modelo FE con microgrietas iniciales, el daño inicio desde las puntas de las microgrietas y la grieta principal final se formó de microgrietas locales iniciales. La

grieta principal siguió la dirección de las microfisuras iniciales, por tanto, la energía requerida para fracturar el concreto disminuye.

En la figura 189 se muestran los resultados de simulación de las muestras de concreto sometidas a 0, 500 y 1500 ciclos de congelación-descongelación.

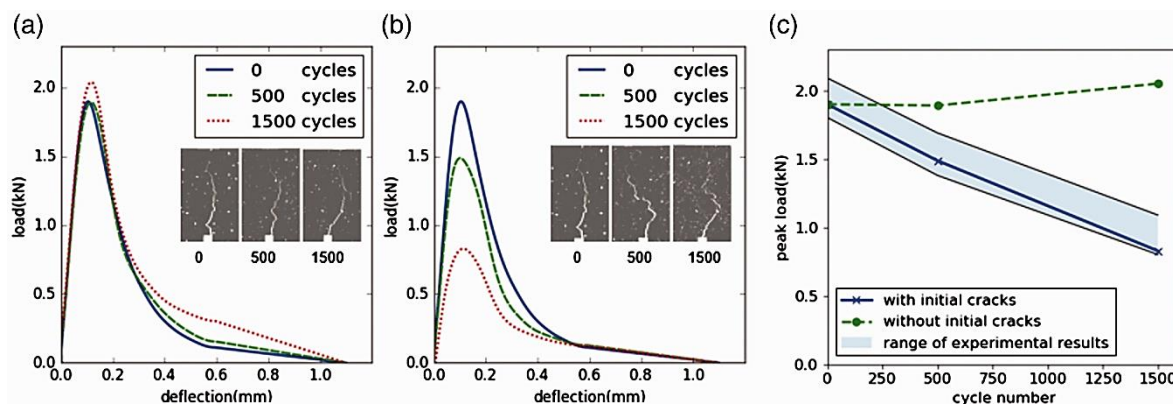


Figura 189. Influencia de las microgrietas iniciales en las curvas de desviación de carga y los patrones de grietas. (a) sin microgrietas iniciales, (b) con microgrietas iniciales y (c) comparación de cargas entre a y b. Fuente: (Dong et al., 2018)

Se resumen los resultados según (Dong et al., 2018) de la simulación de vigas de concreto sometidas a 0, 500 y 1500 ciclos de congelación-descongelación (figura 187):

- Las curvas de carga-deflexión en diferentes ciclos de congelación-descongelación tienen valores de carga máxima y energía de fractura similar, cuando no se presentan microgrietas iniciales.
- En modelo con inclusión de microgrietas iniciales, los valores de carga máxima y energía de fractura se diferencian entre sí y disminuyen cuando aumentaron el número de ciclos de congelación-descongelación.

- En comparación de los dos modelos de simulación, se demostró que la simulación que no considero las microgrietas iniciales no fue capaz de pronosticar el efecto del daño acumulado por los ciclos de congelación- descongelación.

Se realizo estudio paramétrico con 100%, 80% y 60% de los valores iniciales de la resistencia a la tracción del mortero, resistencia a la tracción de ITZ, energía de fractura del mortero y energía de fractura de ITZ, para analizar la influencia de las grietas iniciales causadas por los ciclos de congelación-descongelación en las propiedades del concreto con diferente resistencia (Dong et al., 2018). En las figuras 190 y 191 se muestran las curvas de carga-deflexión y patrones de grietas de concreto dañado con diferentes resistencias a tracción de mortero y resistencias a la tracción de ITZ, respectivamente.

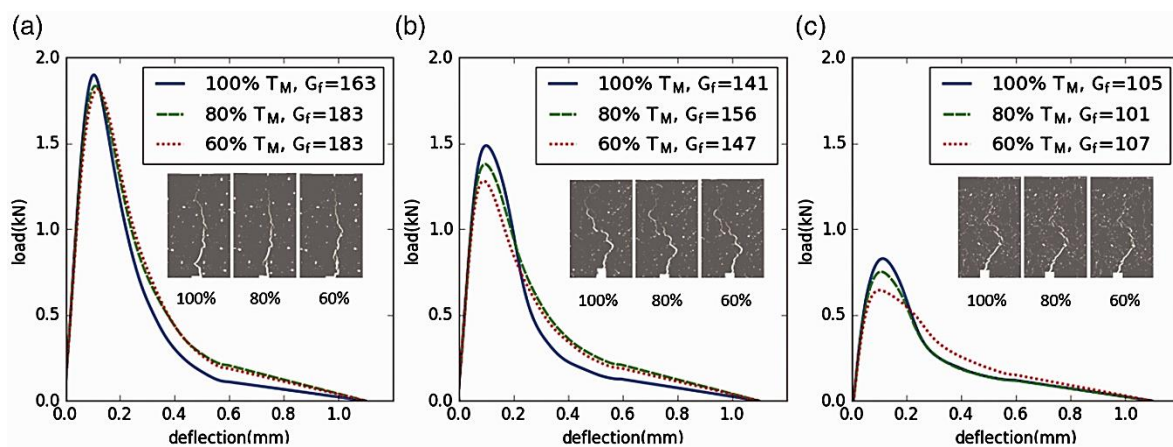


Figura 190. Influencia de la resistencia a la tracción del mortero en las curvas de carga-deflexión y patrones de grietas en concreto sometido a ciclos de congelación-descongelación. (a) concreto no dañado, (b) 500 ciclos, (c) 1500 ciclos. Fuente: (Dong et al., 2018)



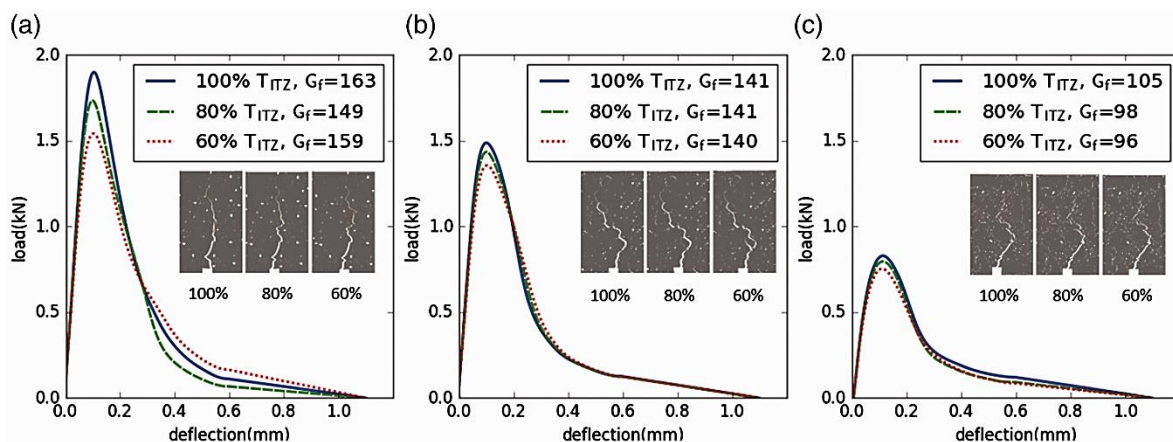


Figura 191. Influencia de la resistencia a la tracción de ITZ en las curvas de carga-deflexión y patrones de grietas en concreto sometido a ciclos de congelación-descongelación. (a) concreto no dañado, (b) 500 ciclos, (c) 1500 ciclos. Fuente: (Dong et al., 2018).

Del estudio paramétrico se obtuvieron las curvas de carga-deflexión, los autores realizaron las siguientes observaciones:

- Las diferentes resistencias de mortero e ITZ influyen en el inicio y patrón de las grietas, pero la influencia de la energía de fractura del mortero e ITZ en las grietas es menor.
- La energía de fractura disipada en la grieta principal influye linealmente en la relación carga-deflexión.
- Con mayores ciclos de congelación-descongelación la resistencia a la tracción se vuelve más crítica con aplicación de carga, debido a que inicialmente hay mayores microgrietas en la zona interfacial que en el mortero y la debilitación de la resistencia en el mortero conduce a la propagación de las grietas en el mismo.

En la figura 192 se muestran los patrones de grietas en concreto sin exposición a ciclos de congelación-descongelación con carga máxima y resistencia a la tracción de mortero de 100 % y 80%, la profundidad del daño es muy parecido, pero en la altura media del área dañada se

presentó un cambio de trayectoria de ITZ a mortero, a medida que disminuye en un 20% la resistencia a la tracción. El concreto con menor resistencia a la tensión en el mortero tiende a generar mas microdaños en el mortero cuando es sometido a tensiones locales (Dong et al., 2018).

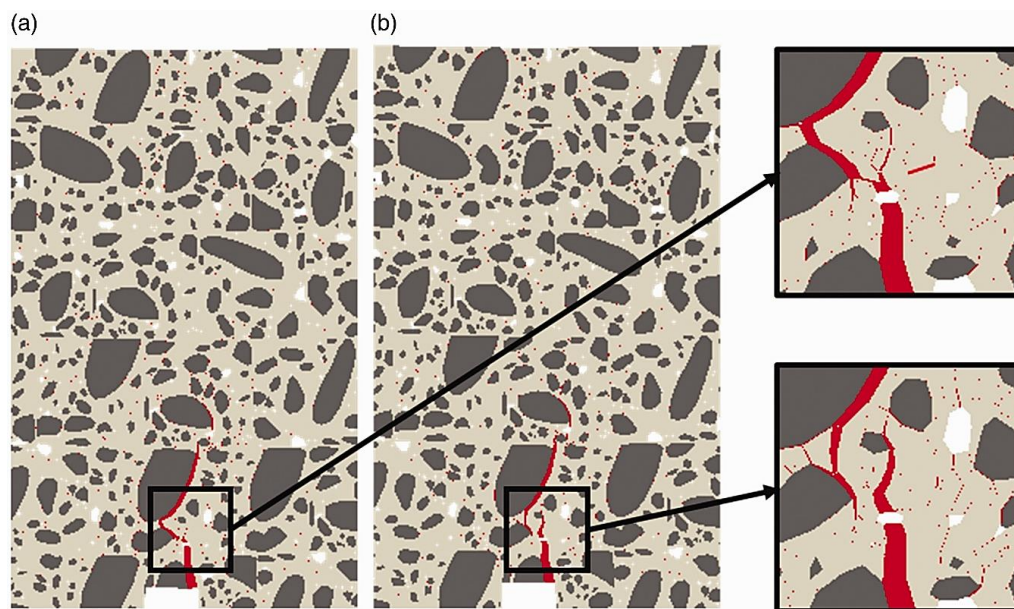


Figura 192. Patrones de grietas en la carga máxima de concreto a 0 ciclos de congelación-descongelación con 100% (a) y 80% (b) de resistencia a la tracción del mortero. Fuente: (Dong et al., 2018).

A diferencia a la simulación anterior, (Gong & Maekawa, 2018) realizaron una simulación a escalas múltiples del daño de congelación-descongelación en columnas de concreto reforzado. El modelo es capaz de simular el mecanismo del material y como afectara la mecánica de la estructura, así mismo la simulación desarrollada puede utilizarse en diferentes concretos reforzados con diferentes tamaños, formas y condiciones ambientales.

Los métodos y modelos de análisis utilizados en la investigación se resumen en la figura 193. En el sistema de simulación de elementos finitos se incluyen modelos termodinámicos y modelos poro-mecánicos, el equilibrio termodinámico a microescala de la formación de hielo se considera

en función de la estructura y distribución de tamaño de los poros simulados, el enfoque poro-mecánico de mesoescala es para asociar el cambio micro-físico con las respuestas mecánicas no lineales de macroescala, a razón que la presión de poro y el flujo de poro líquido influyen en la deformación mecánica y en el agrietamiento (Gong & Maekawa, 2018).

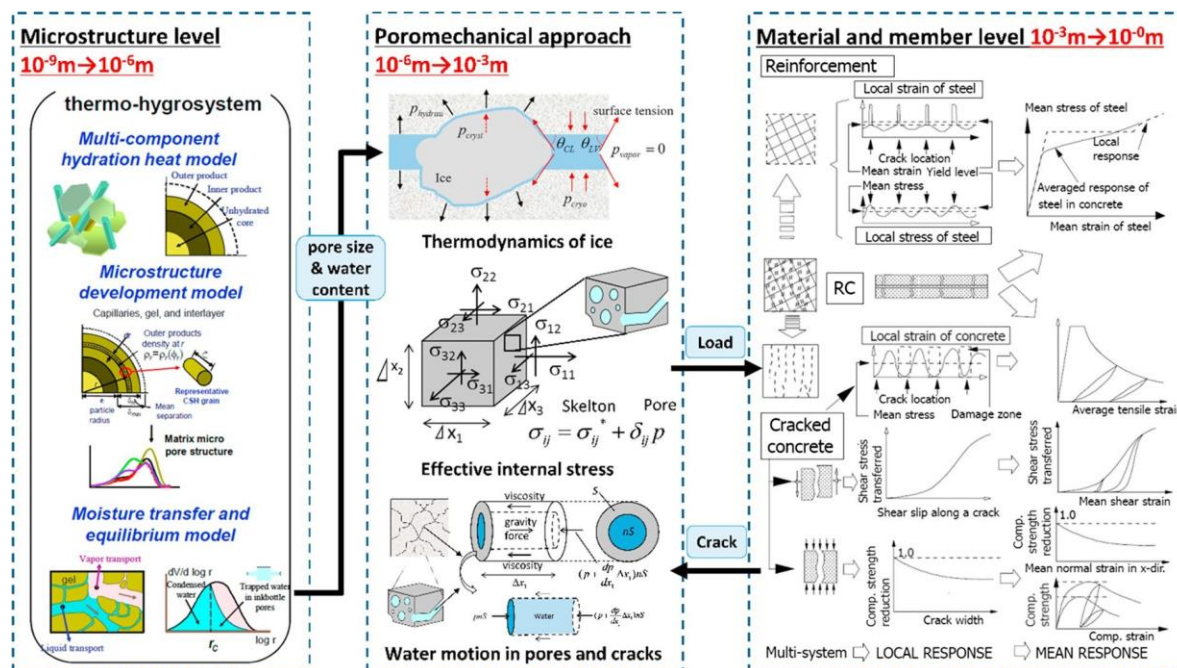


Figura 193. Esquema de simulación multiscale del daño por heladas en estructuras RC. Fuente: (Gong & Maekawa, 2018)

La figura 194 y en la tabla 68 se muestran la malla 3D del modelo de elementos finitos y los parámetros de diseño respectivamente para columna de concreto reforzado.

La simulación de curado, acciones ambientales y carga siguen el siguiente proceso según (Gong & Maekawa, 2018):

1. Fundir solo la parte de la columna con concreto.

2. Curado en húmedo por 28 días y colocarlo en cámara ambiental.
3. Someter la muestra a diferentes ciclos de congelación-descongelación
4. Las columnas de concreto reforzado dañadas se vuelven a fundir con los cimientos de la base de concreto reforzado.
5. De manera computacional se realizan pruebas de carga cíclica invertida, para analizar el comportamiento sísmico.

En el proceso de análisis numérico, según (Gong & Maekawa, 2018):

1. Se construye la columna y se calculan la deformación y el daño por ciclos de congelación-descongelación.
2. Numéricamente se añade la base a la columna dañada, la interfaz inicial se ajusta a la superficie de la columna deformada.
3. La estructura porosa del concreto, se compone principalmente por la fase de pasta-cemento, que depende del tipo de cemento, relación de agua/cemento y el grado de hidratación.

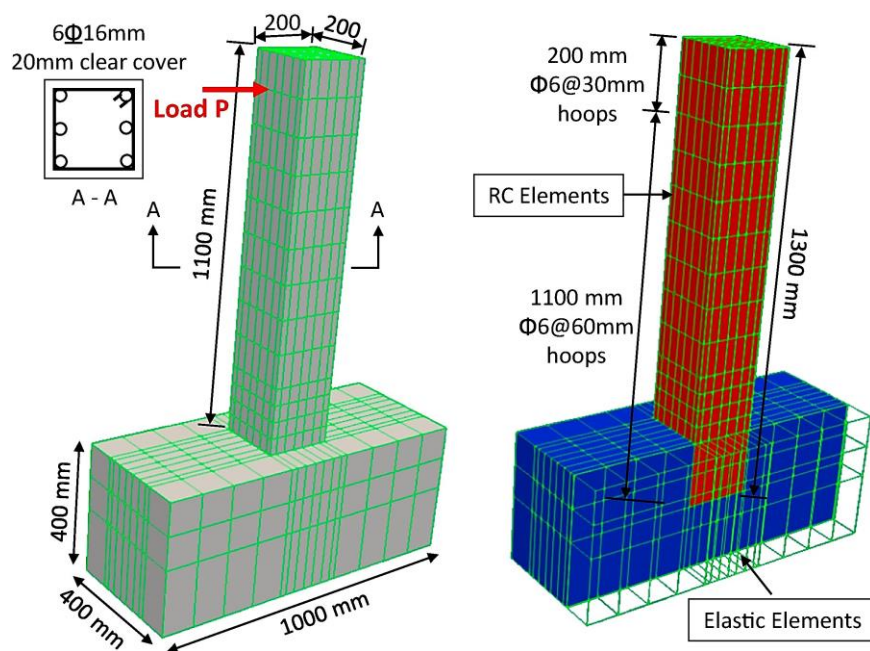


Figura 194. Malla 3D FEM de la columna RC y la disposición de las barras de refuerzo. Fuente: (Gong & Maekawa, 2018)

Tabla 68. Parámetros de diseño de columnas RC.

ID	w/c	Refuerzo longitudinal				Refuerzo de estribo						
		$D_L$ (m)	Límite de elasticidad (Mpa)	Fuerza final (Mpa)	$\rho_L$ (%)	$D_s$ (mm)	Límite de elasticidad (Mpa)	Fuerza final (Mpa)	Espaciado (mm)	$\rho_s$ (%)	N (kN)	$\nu$
H	0.41	16	373	537	3.02	6	270	470	60	1.18	300.6	0.18
N1	0.50	14	339	461	2.31	6	308	427	60	0.89	197.7	0.20
N2	0.50	14	339	461	2.31	6	308	427	60	0.89	316.3	0.32

Nota :tomada de (Dong et al., 2018)

$D_L$  y  $D_s$ : Diámetros de las barras de refuerzo longitudinal y estribos.

$\rho_L$ : es la relación de refuerzo longitudinal de las columnas.

$\rho_s$ : es la relación de volumen de los estribos dispuestos lateralmente.

**N**: fuerza de compresión axial aplicada en la prueba de carga cíclica para rendimientos sísmicos.

**$\nu$** : es la relación entre la carga axial y la resistencia a la compresión.

El daño por heladas no es uniforme en las estructuras de RC, este varía de un lugar a otro dependiendo de la ubicación en particular de la temperatura más baja, dependiendo de la disposición del acero de refuerzo y a la microestructura del concreto, en la figura 195 se muestra el cambio de temperatura en varias ubicaciones de la columna de RC, estas variaciones se resolvieron con la ecuación de conducción térmica tridimensional. Después de uno o dos ciclos de congelación-descongelación se estabilizó el cambio cíclico de temperatura en la columna y la amplitud de la temperatura disminuye desde la superficie hacia el centro.

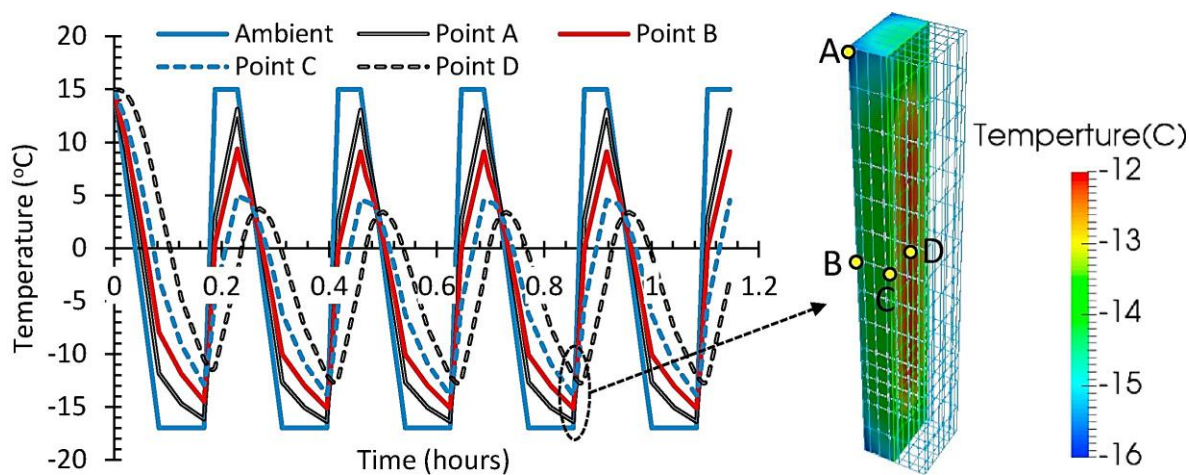


Figura 195. Temperatura no distribuida uniformemente durante FTC. Fuente: (Gong & Maekawa, 2018)

En las figuras 196 y 197 se muestra simulación de expansión y acumulación de daños durante 300 ciclos de congelación-descongelación en muestra H y muestras N1 y N2, respectivamente. El

daño comienza desde las esquinas, bordes y superficies, y se ve menos afectada la parte central de la columna, este evento se debe a la presión de poros bajo un gradiente de temperatura desde la superficie (Gong & Maekawa, 2018).

Los tres grupos de muestras tienen la misma distribución periódica de temperatura, pero la deformación y el daño son diferentes. Se observó mayor expansión en muestras N1 y N2 que en las muestras H, se forma más hielo en los poros capilares de la N1 y N2 debido a que la relación  $w/c$  es mayor que en H, además debido a la baja relación de refuerzo y concreto plano débil, el efecto de confinamiento en N1 y N2 es menor que en H.

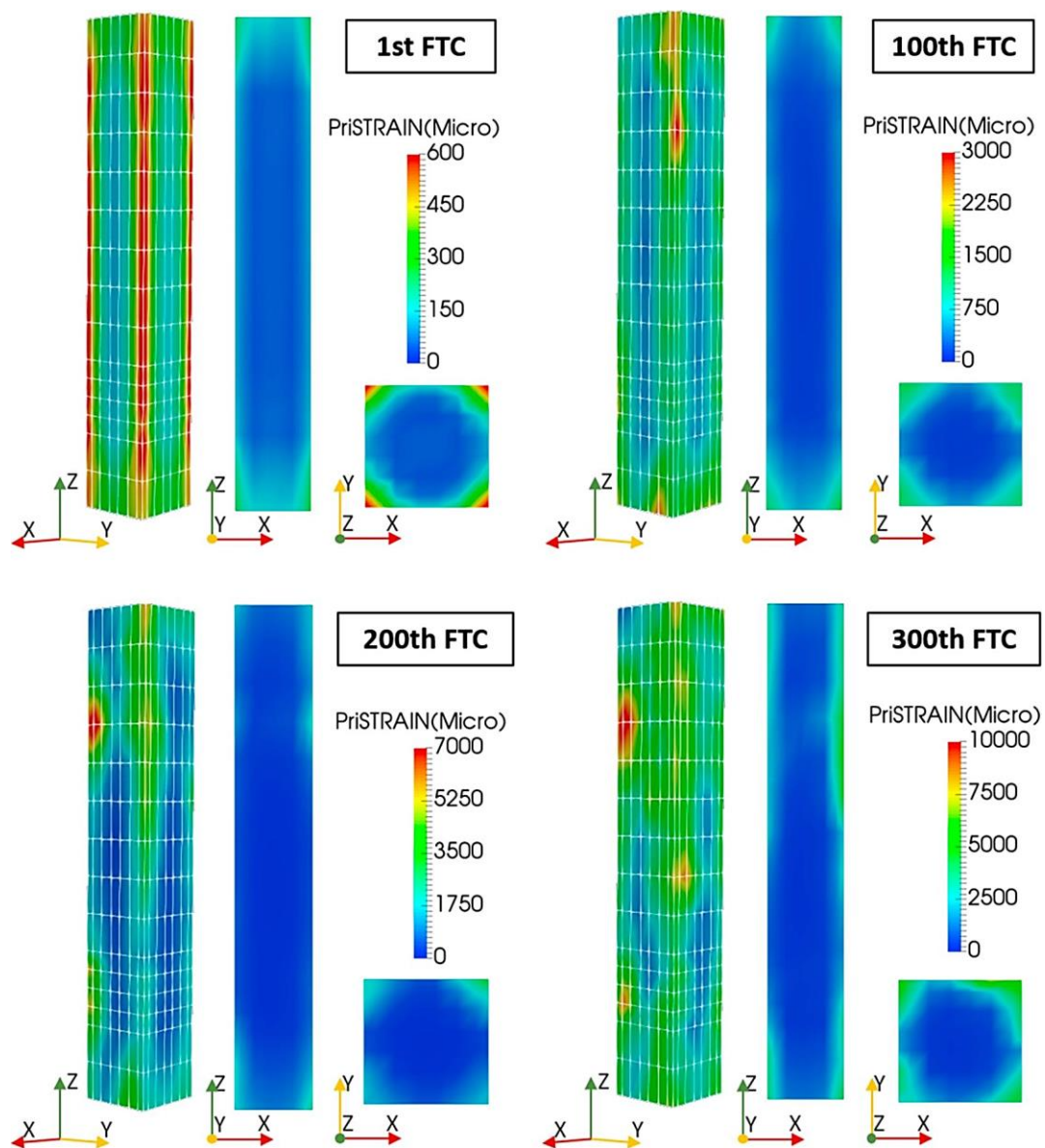


Figura 196. Expansión y acumulación de daños durante 300 FTC (Muestra H). Fuente: (Gong & Maekawa, 2018).



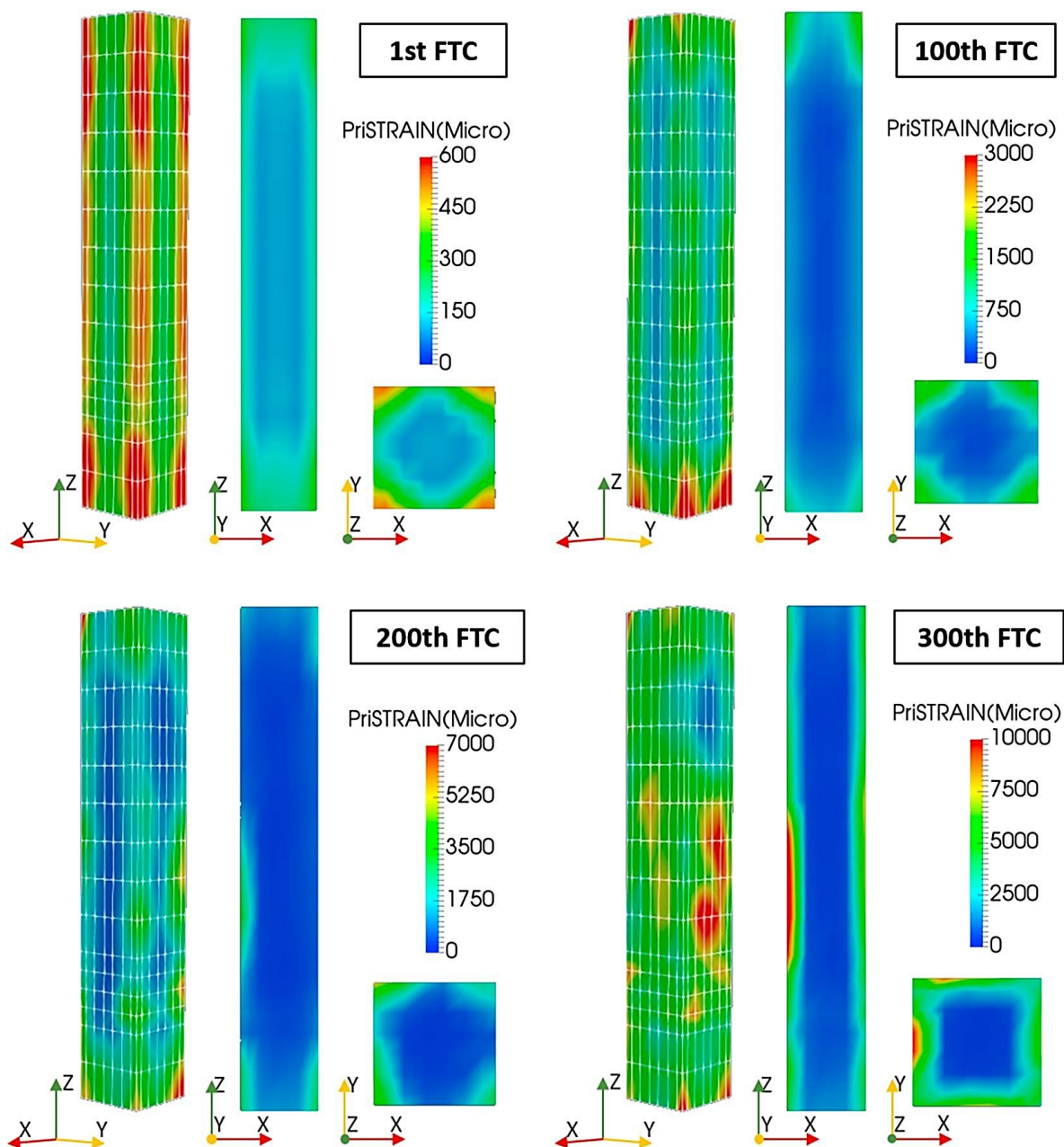


Figura 197. Expansión y acumulación de daños durante 300 FTC (Muestra N1 y N2). Fuente: (Gong & Maekawa, 2018).

Tras los ciclos de congelación-descongelación los daños se acumulan, todas las esquinas, bordes, superficies y el centro interno de la columna de concreto, se expandirán continuamente, aunque la expansión interna del núcleo está restringida por el estribo, en particular en las

esquinas de los estribos, por consiguiente el estribo se deforma por el concreto interno expandido, y la cubierta de concreto cerca al centro se expandirá más para luego producir desprendimientos (Gong & Maekawa, 2018).

Cuando se generan grietas, se llenan con agua del exterior y en consecuencia se desarrollará más hielo en el próximo ciclo de congelación, en la figura 198 se muestra el cambio de forma de la sección de la columna por expansión debido a la acumulación de agua. El acero de refuerzo puede restringir el ancho de la grieta en el concreto interno, debido al estribo el daño en el interior es menor aun así la superficie este seriamente dañada (Gong & Maekawa, 2018).

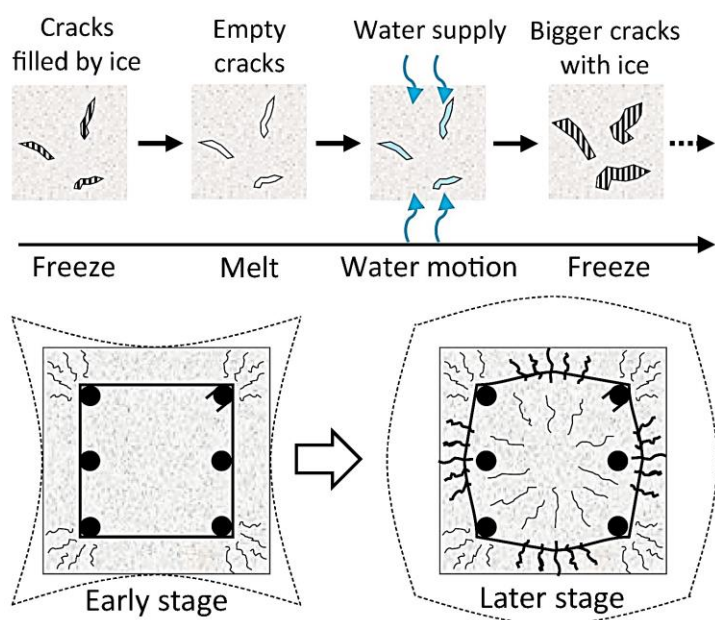


Figura 198. Expansión acumulada con agua adicional y cambio de modo en la columna RC. Fuente: (Gong & Maekawa, 2018)

Después de la exposición FTC, se vuelven a fundir las columnas dañadas con cimientos de base de concreto reforzado, luego se aplica carga cíclica horizontal a 10 cm de la superficie en la zona crítica, el control de desplazamiento se incluyó en la simulación para caracterizar las

fuerzas de restauración de las columnas de concreto reforzado, en la figura 199 se compara los modos de falla simulados y las fallas de flexión típica de concreto expuesto a FTC (Gong & Maekawa, 2018)

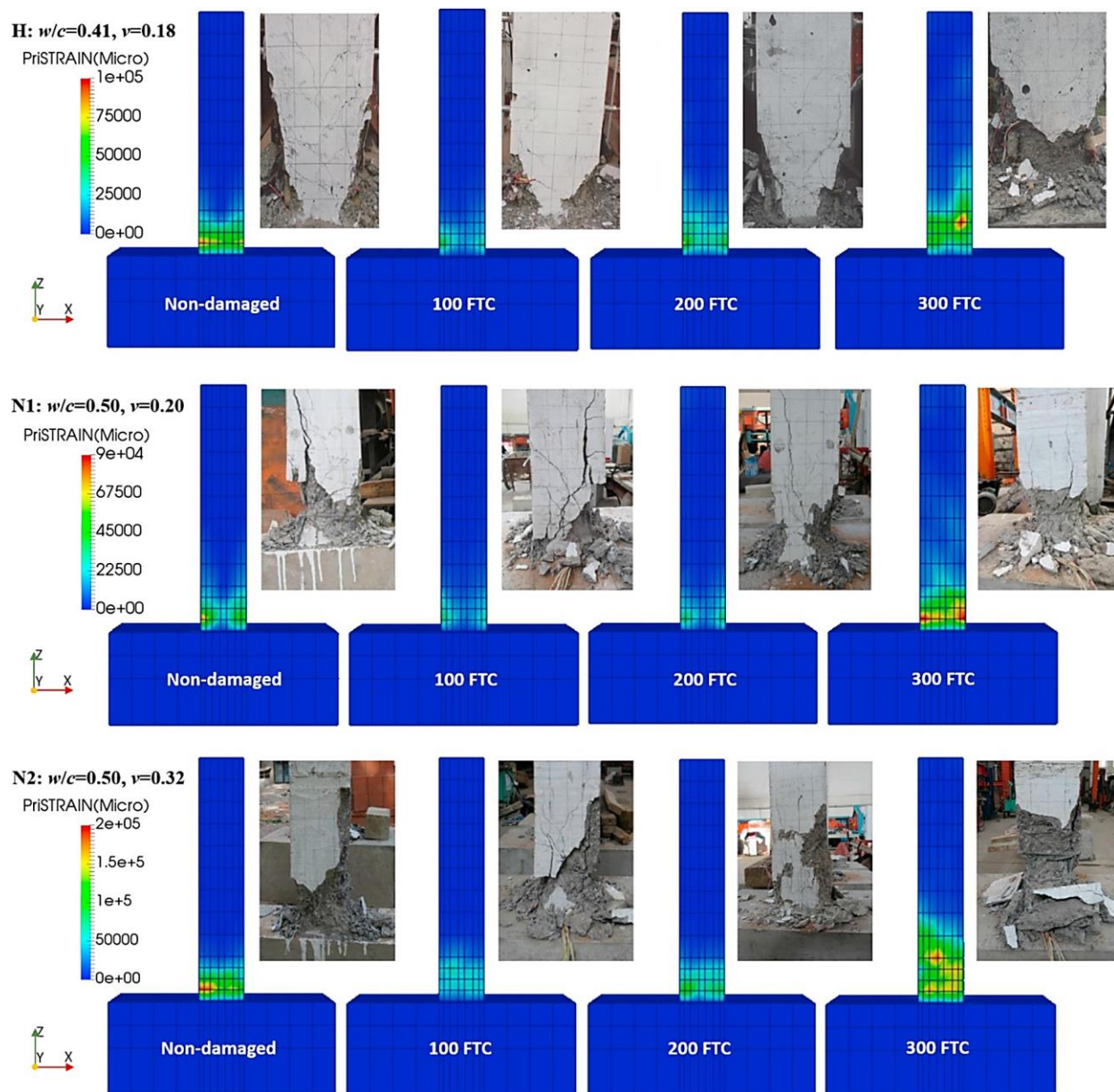


Figura 199. Modos de falla de las columnas después de diferentes números de FTC, con las observaciones experimentales. Fuente: (Gong & Maekawa, 2018).

Observaciones del comportamiento sísmico de columnas de concreto reforzado dañadas por heladas según (Gong & Maekawa, 2018):

- El daño por heladas no cambia el modo de falla de las columnas de RC. Las columnas se astillan y posteriormente se aplastan en el lado de compresión, debido al desplazamiento lateral ejercido cuando el refuerzo longitudinal pierde resistencia. Los modos de falla simulados de las columnas RC indican consistencia con las observaciones experimentales.
- Al someterse la columna a 100 FTC, se observa mayores daños en los cuatro bordes que en la superficie e interior de la columna, los cuales se desprenderán primero debido a que son más frágiles y débiles, después del desprendimiento en la base de la columna la fuerza de compresión ya no se transferirá en la parte superior, por tanto, la longitud de desprendimiento se reduce, en comparación con las muestras el desprendimiento es menor para el grupo H.
- A exposición de 200 FTC y 300FTC, se destruye la capacidad mecánica del concreto de recubrimiento con daño es superior a  $5000\mu$  de expansión, por tanto, el área de desprendimiento aumenta con el número de ciclos de congelación-descongelación, este comportamiento se presenta en la simulación que son similares a acciones experimentales.
- En comparación de las muestras, en N1 y N2 el desprendimiento y aplastamiento del concreto son mayores que en H, en los resultados experimentales y de simulación.
- El patrón de grietas se vuelve más complejo con la aplicación de cargas en columna dañada por heladas, y es difícil ver la dirección de la grieta, pero se puede observar las

deformaciones de espacio promedio vinculado a la grieta de la zona dañada. En la figura 200 se muestra grafico de deformaciones.

- Las columnas RC al someterse a FTC, disminuye la rigidez inicial y la capacidad de carga, pero la ductilidad aumenta ligeramente, luego al aplicar las cargas cíclicas aumenta el nivel de daño y se acelera la pérdida de capacidad. A medida que se experimentan más número de FTC la relación carga-desplazamiento disminuye, causando reducción en la disipación de energía.
- Las relaciones de desplazamiento y carga sísmica simulados están en buen acuerdo con los resultados experimentales.

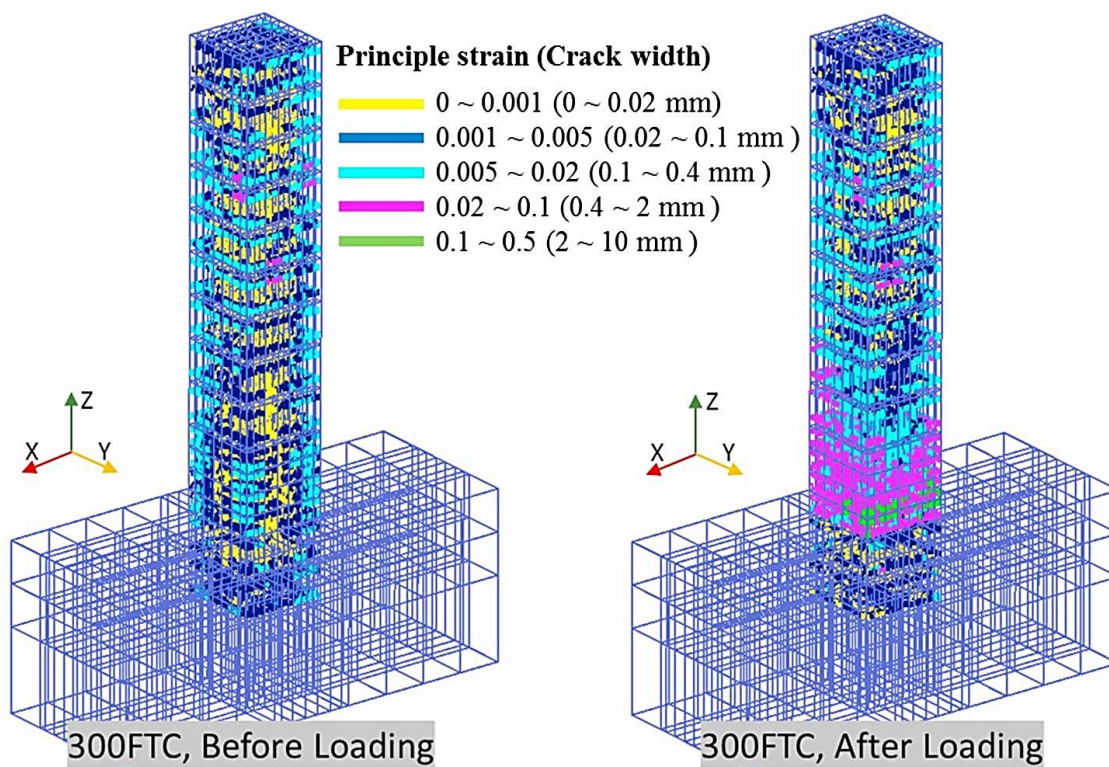
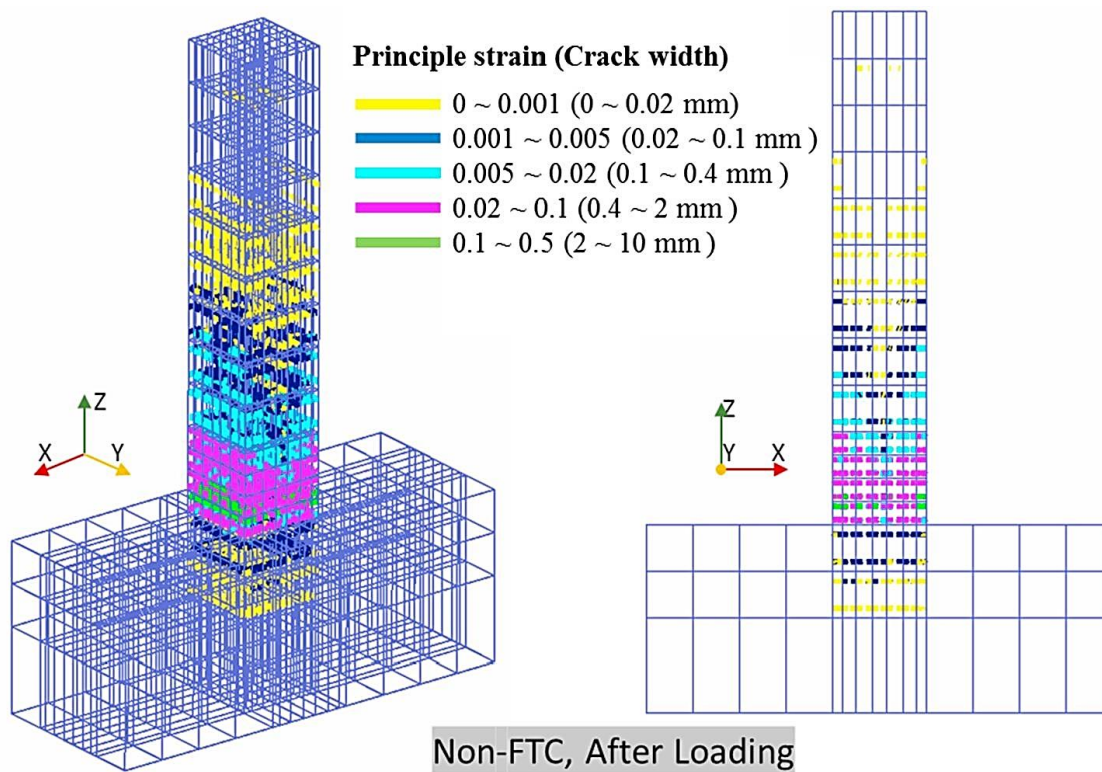


Figura 200. Patrón de grietas después de la falla con / sin daño FTC (Muestra H). (Gong & Maekawa, 2018)

### **9.3. Prevención, mantenimiento y rehabilitación.**

Tras la inspección y diagnóstico de estructuras de concreto sometidas a altas temperaturas, los profesionales encargados determinan si es posible la recuperación de la estructura y los métodos y/o técnicas correctas para recuperación de la resistencia.

En el estudio realizado por (Ahmad, Hameed, Rizwan Riaz, & Gillani, 2018) presentan una técnica de fortalecimiento para concreto dañado por altas temperaturas, la cual consiste en reforzar el concreto con láminas de polímero reforzado con fibra de carbono.

Para el programa experimental se utilizaron cilindros de  $\phi 150\text{mm} \times 300\text{mm}$ , con 28 MPa de resistencia a la compresión y dosificación de concreto 1: 1.5: 3. Luego fueron expuestos a temperaturas de 400°C y 800°C en hornos de caja, doce cilindros para cada valor de temperatura durante dos horas (Ahmad et al., 2018).

Después de estar expuestos los cilindros a las temperaturas objeto se realizó inspección del estado físico de la muestra, los cilindros expuestos a 400°C no mostraron daño significativo, por el contrario las muestras sometidas a 800°C mostraron grietas y un ligero cambio de color en su superficie (Ahmad et al., 2018), la figura 201 evidencia los daños generados por temperatura en muestras de concreto.

De los doce cilindros seis fueron sometidos a prueba de compresión y los seis restantes a pruebas de tracción dividida. De cada caso tres cilindros fueron reforzados utilizando una capa de envoltura de CFRP y los otros tres cilindros se sometieron también a ensayo de compresión con el objetivo de determinar la recuperación y aumento de la fuerza de compresión, de manera similar se realizó las pruebas de tracción dividida (Ahmad et al., 2018).



Figura 201. Estado de la superficie de las muestras después de la exposición a temperatura elevada. Fuente: (Ahmad et al., 2018)

Las propiedades del polímero reforzado con fibra de carbono se muestran en la tabla 69 y en la figura 202 se muestra el cilindro de con envoltura de CFRP.

**Tabla 69.** *Propiedades de la lámina de CFRP.*

<b>Material</b>	<b>CFRP</b>
Tipo de fibra	Fibras de Carbono de Alta Resistencia
Espesor de diseño laminado (mm)	0.12mm
Peso específico.	0.022 g / cm <sup>3</sup>
Módulo de elasticidad (fibras)	231 GPa
Máxima resistencia a la tracción (fibras)	4100 MPa
Alargamiento a la rotura	1.70%

*Nota:* tomada de (Ahmad et al., 2018)



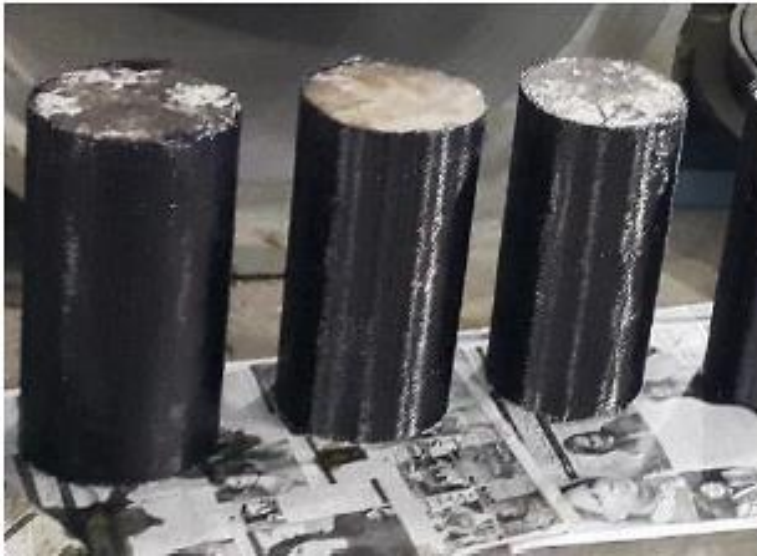


Figura 202. Cilindro de concreto reforzado con láminas de CFRP. Fuente: (Ahmad et al., 2018)

La figura 203 muestra los resultados de la prueba de compresión de las muestras de concreto en diferentes condiciones. Observaciones realizadas por (Ahmad et al., 2018):

- Reducción de la resistencia a la compresión de 25.7% y 78.5% en concreto expuesto a 400°C y 800°C de temperatura, respectivamente.
- Las muestras de concreto reforzadas con CFRP mostraron resistencia a la compresión superior que en la muestra de control, por tanto, no solo recuperaron la resistencia perdida por temperatura si no fue mayor a la resistencia del concreto sin daños por temperatura.
- La resistencia a la compresión de cilindros reforzados con CFRP fue de 17.5% y 2.6% más que las muestras de control.

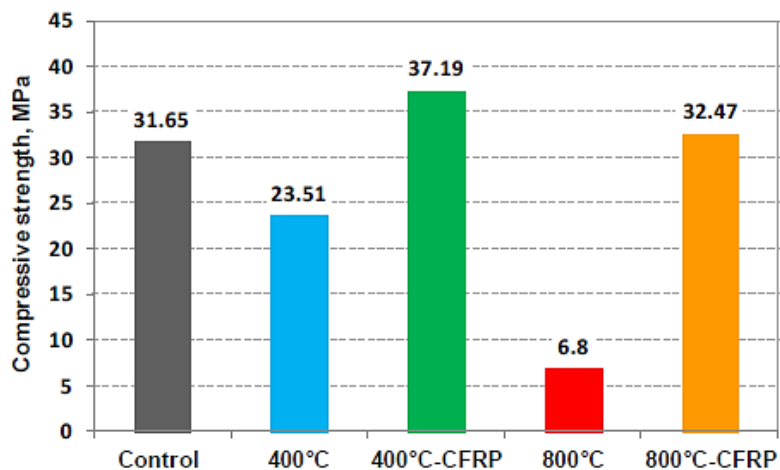


Figura 203. Fuerza de compresión: efecto de temperatura elevada y fortalecimiento. Fuente: (Ahmad et al., 2018)

En la figura 204 se muestra el modo de falla por compresión del concreto sometido a altas temperaturas, este fue por aplastamiento local del concreto en los extremos o grietas a lo largo del cilindro. Se observó mayor daño en concreto expuesto a temperatura de 800°C la muestra se desintegro casi por completo, a diferencia de la muestra de concreto sometida a 400°C de temperatura, la falla fue similar a las muestras de control (Ahmad et al., 2018).



Figura 204. Modo de falla en compresión (muestras calentadas). Fuente: (Ahmad et al., 2018).

La figura 205 muestra los resultados de la prueba de tracción dividida de cilindros de concreto en diferentes condiciones. Las muestras de concreto sometidas a altas temperaturas sin refuerzo de CFRP fallaron al dividirse en mitad, cuando se sometieron a prueba de tracción.

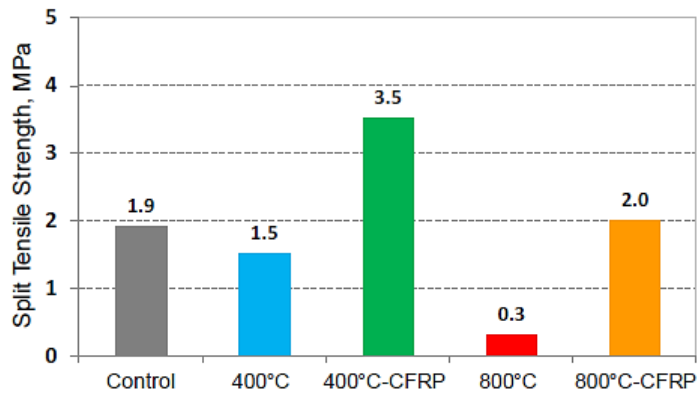


Figura 205. Resistencia a la tracción dividida: efecto de temperatura elevada y fortalecimiento. (Ahmad et al., 2018)

Observaciones realizadas por (Ahmad et al., 2018) respecto a resultados obtenidos de la resistencia a la tracción:

- La resistencia a la tracción del concreto es significativamente reducida debido a altas temperaturas, se obtuvo una reducción del 21% y 84% en la resistencia de tracción para muestras de concreto sometidas a 400°C y 800°C, respectivamente.
- En cilindros de concreto sometidos a 400°C y reforzados con CFRP la resistencia a la tracción dividida fue 84% mayor que el valor de resistencia del concreto de control.
- La resistencia a tracción del concreto sometido a 800°C fue similar al valor de las muestras de control.
- Los resultados indican que, con la envoltura de CFRP es posible recuperar la resistencia a la tracción del concreto dañado por altas temperaturas.

Usar la envoltura de CFRP en elementos estructurales dañados por temperatura es factible y puede reducir el costo final del proyecto de restauración / fortalecimiento (Ahmad et al., 2018).

En la revisión de la literatura se encontró un método para mejorar la capacidad de flexión en el concreto reforzado expuesto a altas temperaturas. Consiste en evaluar y comparar el comportamiento a la flexión de vigas RC reforzadas con compuestos TRM (mortero reforzado textil) y FRP (polimero reforzado con fibra) expuestas a altas temperaturas, y discernir el material que mejora las propiedades mecánicas del concreto reforzado (Raouf & Bournas, 2017).

Ventajas y desventajas de usar FRP y TRM como fortalecimiento estructural según (Raouf & Bournas, 2017):

#### Ventajas FRP

- Alta relación resistencia /peso
- Facilidad y rapidez de aplicación
- Resistencia a la corrosión
- Cambios mínimos en la geometría de los elementos estructurales.

#### Desventajas FRP

- Alto costo
- Incompatibilidad con superficies de concreto
- Dificultad de aplicar sobre superficies húmedas o bajas temperaturas
- Bajo rendimiento a altas temperaturas.

#### Ventajas TMR

- Costo relativamente bajo
- Seguro para los trabajadores manuales
- Compatible con sustratos de concreto y mampostería
- Se puede aplicar sobre superficies húmedas o a baja temperatura.

Se investigo la efectividad de TRM vs FRP en el fortalecimiento de vigas RC sometidas a altas temperaturas y cargas simultaneas (Raof & Bournas, 2017).

En la figura 206 se muestra el detalle de las vigas de prueba, las vigas se diseñaron con baja cantidad de refuerzo longitudinal con el objetivo de tener baja capacidad de flexión, simulando vigas deficientes en flexión como resultado de la corrosión de las barras de refuerzo o el aumento de carga aplicada. El refuerzo longitudinal inferior (zona de tensión) fue de 8mm de diámetro y dos barras de refuerzo en la zona a compresión de 12 mm de diámetro. Se realizo anclaje con las barras de refuerzo a tracción, que se doblaron 180° en sus extremos (Raof & Bournas, 2017).

Parámetros de investigación a temperatura ambiente (20°C) y alta (150°C) (Raof & Bournas, 2017) :

1. Material de refuerzo (TRM vs FRP)
2. Número de capas de refuerzo
3. Condición de la superficie del textil (seca y recubierta)
4. Material textil (carbono, basalto o fibra de vidrio)
5. El anclaje final del refuerzo de flexión

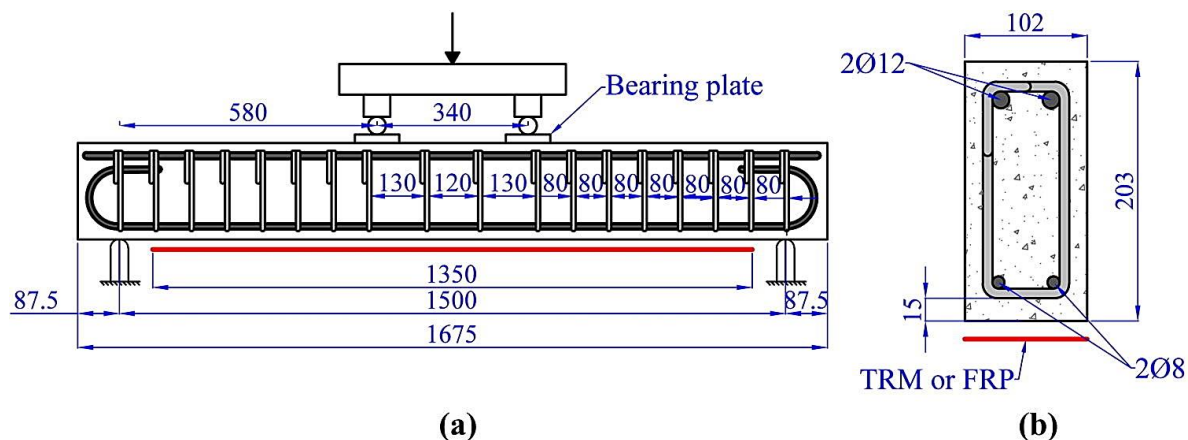


Figura 206. Detalles de las vigas de prueba: (a) Geometría y refuerzo de la viga; (b) sección transversal (dimensiones en mm). (Raouf & Bournas, 2017).

Para el refuerzo externo los autores utilizaron tres materiales textiles, fibra de carbono (seco y recubierto), textil de fibra de basalto (recubierto) y textil de fibra de vidrio (seco) (Raouf & Bournas, 2017), en la figura 207 se muestra detalles de los textiles en malla con fibras en dos direcciones ortogonales con la misma cantidad de fibras en cada dirección.

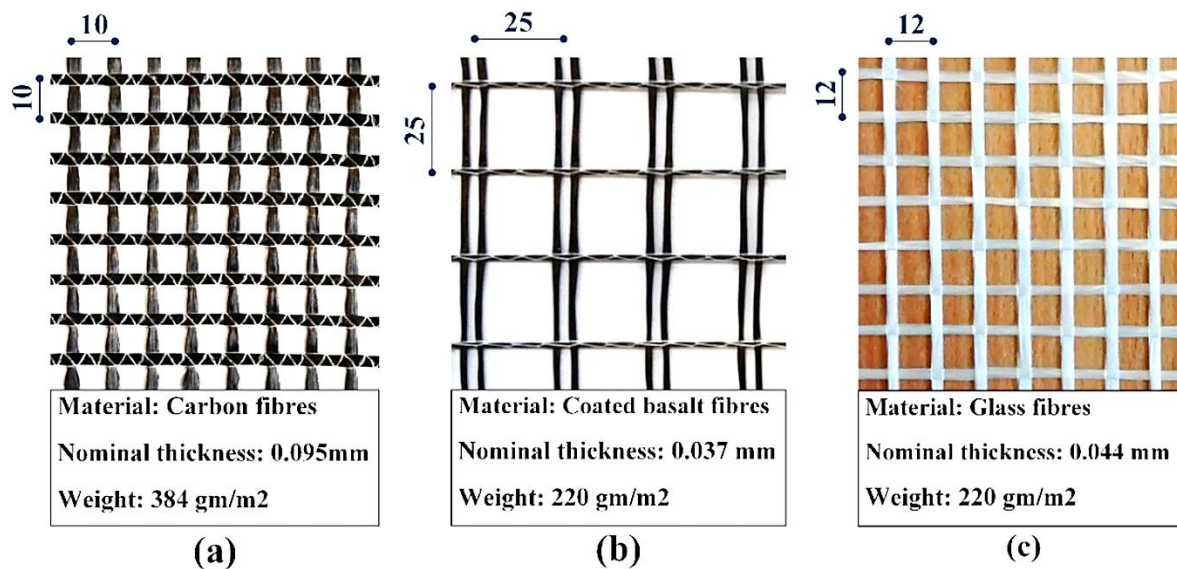


Figura 207. Textiles utilizados en el estudio: (a) fibras textiles de carbono; (b) fibras de vidrio textil; (c) fibras de basalto recubiertas textiles (dimensiones en mm). (Raouf & Bournas, 2017)

Se nombraron las muestras siguiendo la notación BN\_F\_T. (Raouf & Bournas, 2017)

Donde:

B, denota el tipo de agente adhesivo: **M** para mortero de cemento y **R** para resina epoxi

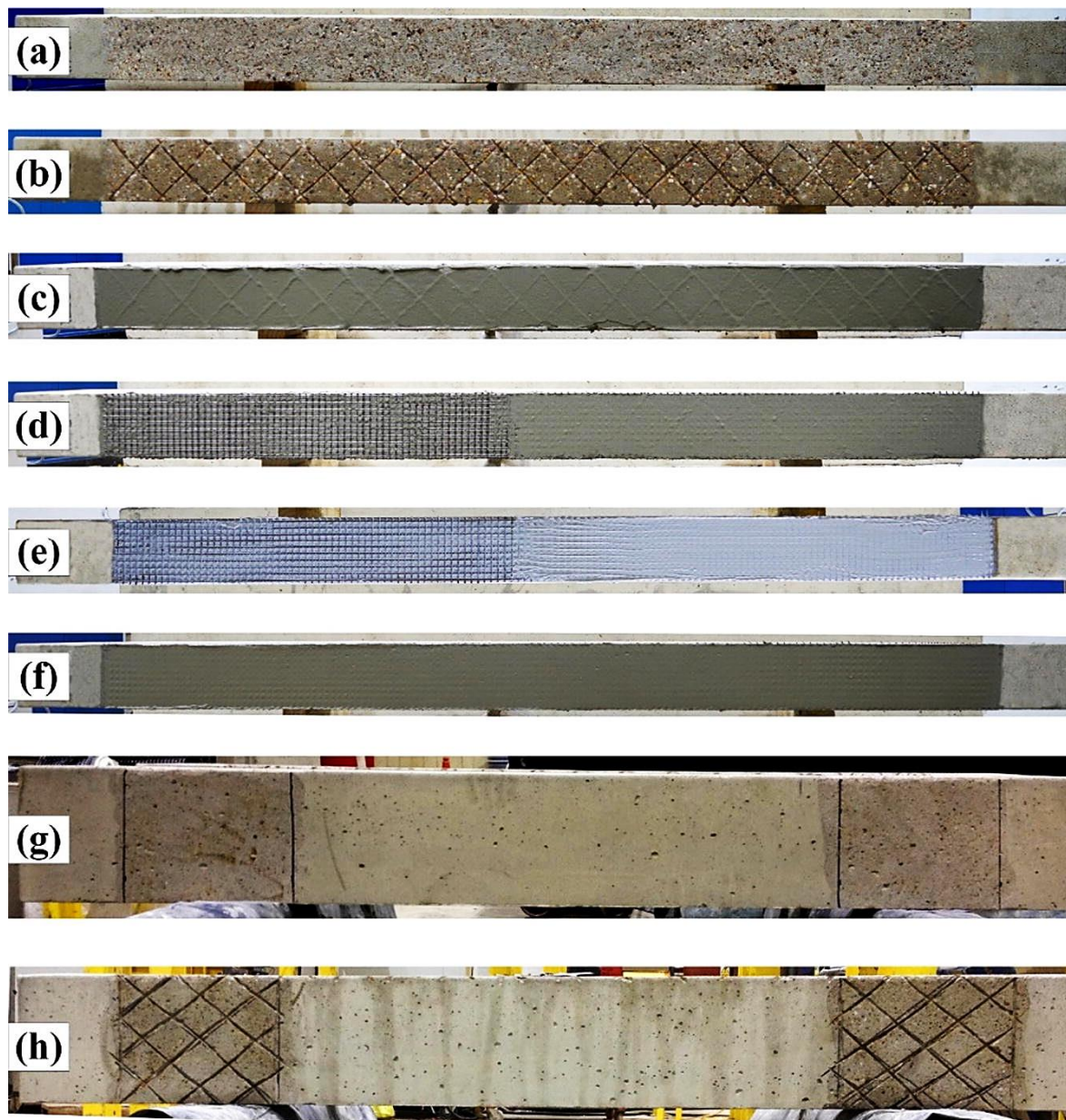
N, numero de capas TRM o FRP

F, el tipo de material de fibras textiles: **C** para fibras de carbono seco, **CCo** para fibras de carbono recubiertas, **BCo** para fibras de basalto y **G** para fibras de vidrio.

T, temperatura de exposición: 20°C o 150°C

Y, para muestras con cubierta en U en los extremos (anclaje final), se adiciona el sufijo **EA**

El material de unión para muestras con refuerzo TRM fue una mezcla 8:1 de cemento y polímeros, con relación agua- cemento de 0.23, en vigas reforzadas con FRP el material adhesivo fue una resina epoxi. El material de refuerzo se aplicó en la parte inferior de las vigas en una longitud central de 1350mm (Raouf & Bournas, 2017). La figura 208 muestra el procedimiento de unión del refuerzo.



*Figura 208.* Procedimiento de refuerzo: (a) preparación de la superficie de vigas reforzadas con FRP, (b) preparación de la superficie de vigas adaptadas con TRM, (c) aplicación de la primera capa de mortero, (d) aplicación de la primera capa de TRM, (e) aplicación de la primera capa de FRP, (f) aplicación de la capa final de mortero para muestras reforzadas con TRM, (g) preparación de la superficie de la cubierta en forma de U de FRP, (h) preparación de la superficie para la cubierta en forma de U de TRM. (Raouf & Bournas, 2017)

La figura 209 muestra la configuración experimental, las vigas se calentaron hasta la temperatura objeto y fueron sometidas a flexión en cuatro puntos y a carga monótonica bajo control de desplazamiento a velocidad de 1mm/min. Antes de la aplicación de los materiales de



refuerzo en las vigas, se colocaron cinco termopares en la superficie de las vigas, con el fin de monitorear la temperatura entre el concreto y la interfaz adhesiva. Las vigas fueron simplemente apoyadas y se fijaron dos sensores LVDT (transformador diferencial de variación lineal) a mitad de la longitud de la viga uno en cada lado, para medir la desviación., (Raouf & Bournas, 2017).

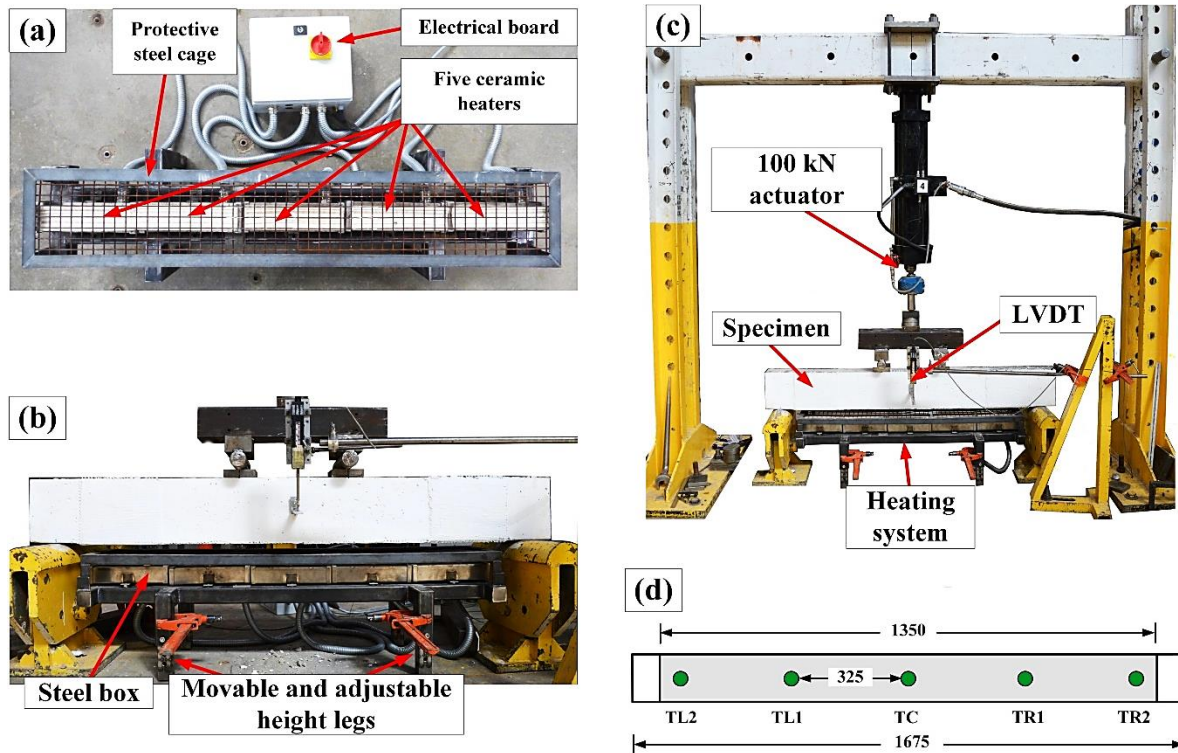


Figura 209. Configuración de prueba: (a) sistema de calefacción; (b) vista frontal; (c) distribución de termopares a lo largo del área fortalecida; (d) configuración de prueba general.

Se obtuvieron las curvas de deflexión (carga-desplazamiento) del tramo medio de las vigas expuestas a temperatura ambiente y alta temperatura, La figura 210 se muestran las curvas de carga- desplazamiento, y la tabla 70 resume los resultados de las vigas probadas a temperatura ambiente y a alta temperatura.

Con respecto a la muestras de control (CON) se observó ganancia en la resistencia a la flexión, debido al refuerzo de TRM / FRP y se pierde después de la carga máxima, todas las

muestras fallaron por flexión y por falla del refuerzo TRM/FRP después de ceder el refuerzo de acero interno (Raouf & Bournas, 2017).

Las curvas de flexión se definen en tres etapas: 1.Viga no agrietada, 2.Iniciación del agrietamiento hasta el rendimiento del acero y 3.Respuesta post- flexión hasta el fallo.

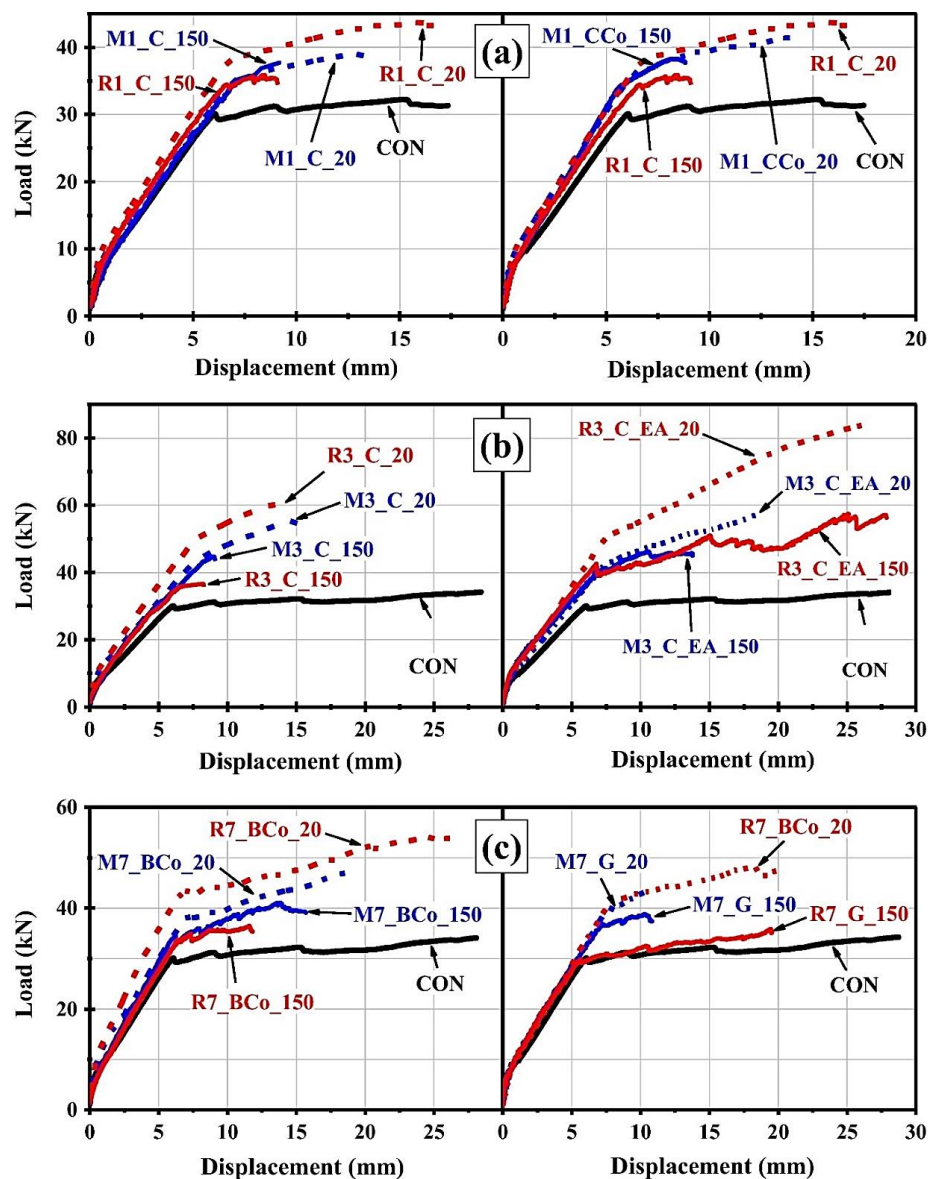


Figura 210. Curvas de deflexión de carga frente a tramo medio de vigas probadas a temperatura ambiente y alta temperatura y reforzadas con: (a) una capa de textiles de fibras de carbono, (b) tres capas de textiles de fibras de carbono sin y con un sistema de anclaje final, y (c) siete capas de basalto o fibra de vidrio textil. (Raouf & Bournas, 2017)

**Tabla 70.** Resumen de los resultados de las pruebas de vigas probadas a temperatura ambiente y a 150 ° C.

Espécimen	Temperatura ambiente (20°C)			Alta temperatura (150°C)						(7) Aumento de la capacidad de flexión $f_{c,H.T}$ (%)	(8) Modos de falla	$(f_{c,A.T} - f_{c,H.T}) / f_{c,A.T}$ (%)
	(1) carga máxima (P <sub>u</sub> )	(2) Aumento de la capacidad de flexión ( $f_{c,AT}$ ) (%)	(3) Modo de falla	Carga (kN)			Deflexión (mm)					
				(1) grieta (P <sub>cr</sub> )	(2) Rendimiento (P <sub>y</sub> )	(3) última (P <sub>u</sub> )	(4) Grieta ( $\delta_{cr}$ )	(5) Rendimiento ( $\delta_y$ )	(6) última ( $\delta_u$ )			
CON	34.6	-	CC	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Reforzado TRM												
M1_C	39.0	12.7	S	6.8	35.2	37.7	0.70	7.1	9.1	9.0	S	29.5
M1_CCo	41.3	19.4	ID	8.0	34.4	38.3	0.60	5.9	8.1	10.7	ID	44.8
M3_C	55.3	59.8	D	7.4	34.7	44.7	0.74	6.1	8.9	29.2	D	51.2
M7_BCo	46.9	35.5	FR	10.8	34.5	41.1	1.15	6.1	13.7	18.8	S	47.2
M7_G	43.2	24.9	FR	7.6	36.8	38.8	0.67	7.2	10.3	12.1	S	51.2
M3_C_EA	57.1	65	DS	11.3	41.4	46.2	0.93	7.4	10.5	33.5	DS	48.4
Reforzado FRP												
R1_C	43.9	26.9	D	8.8	34.4	35.9	0.74	6.5	8.7	3.8	AF	86.0
R3_C	60.4	74.6	D	8.2	35.6	36.7	0.61	6.7	8.2	5.8	AF	92.2
R7_Bco	54.2	56.6	FR	8.0	33.6	36.5	0.80	6.3	11.6	5.5	AF	90.3
R7_G	48.2	39.3	FR	7.5	29.8	35.8	0.40	5.6	19.5	3.5	AF	91.2
R3_C_EA	83.7	141.9	FR	10.0	42.6	57.5	0.53	6.8	25.0	66.2	AS	53.4

*Nota:* CC: trituración de hormigón; S: deslizamiento y ruptura parcial de las fibras a través del mortero; ID: desunión TRM en la interfaz textil / mortero (cizallamiento interlaminar); D: desunión de TRM del sustrato de hormigón, incluidas partes de la cubierta de hormigón; AF: falla adhesiva en la interfaz hormigón-resina; DS: Desunión de TRM del sustrato de hormigón, seguido de deslizamiento de las fibras en la región donde el TRM longitudinal se encuentra con la cubierta U de TRM; y AS: falla adhesiva en la interfaz hormigón-resina en la zona de no anclaje, seguida de ruptura parcial y deslizamiento de las fibras en la región donde el FRP longitudinal se une con la cubierta en U de FRP. Tomada de (Raouf & Bournas, 2017)

Los resultados de las pruebas de temperatura ambiente incluyen:

- (1) La carga máxima registrada ( $P_u$ ).
- (2) La capacidad de flexión aumenta debido a la aplicación del fortalecimiento.
- (3) El modo de falla observado.

Mientras que los resultados de las pruebas de alta temperatura comprenden:

- (1) La carga de craqueo ( $P_{cr}$ ).
- (2) La carga de rendimiento ( $P_y$ ) (que se define como la carga correspondiente a la flexión de acero).
- (3) La carga máxima registrada ( $P_u$ )
- (4) El desplazamiento correspondiente a la carga de craqueo ( $\delta_{cr}$ )
- (5) El desplazamiento correspondiente a la carga de rendimiento ( $\delta_y$ ) (desviación media del tramo medio de dos LVDT correspondientes a ( $P_y$ )).
- (6) El desplazamiento en la carga máxima ( $\delta_u$ ) (promedio de la deflexión en el tramo medio de dos LVDT en la carga máxima ( $P_u$ )).
- (7) El aumento de la capacidad de flexión debido al fortalecimiento.
- (8) El modo de falla observado

La relación  $(f_{c, A.T} - f_{c, H.T}) / f_{c, A.T}$  mostrada en la última columna de la tabla anterior indica la reducción de la contribución del refuerzo FRP / TRM en porcentaje, a la capacidad de flexión total debido al efecto de la alta temperatura (Raouf & Bournas, 2017)

El modo de falla de la viga de control fue por flexión como se muestra en la figura 211(a), las demás imágenes muestran los modos de fallas en muestras reforzadas con FRP.

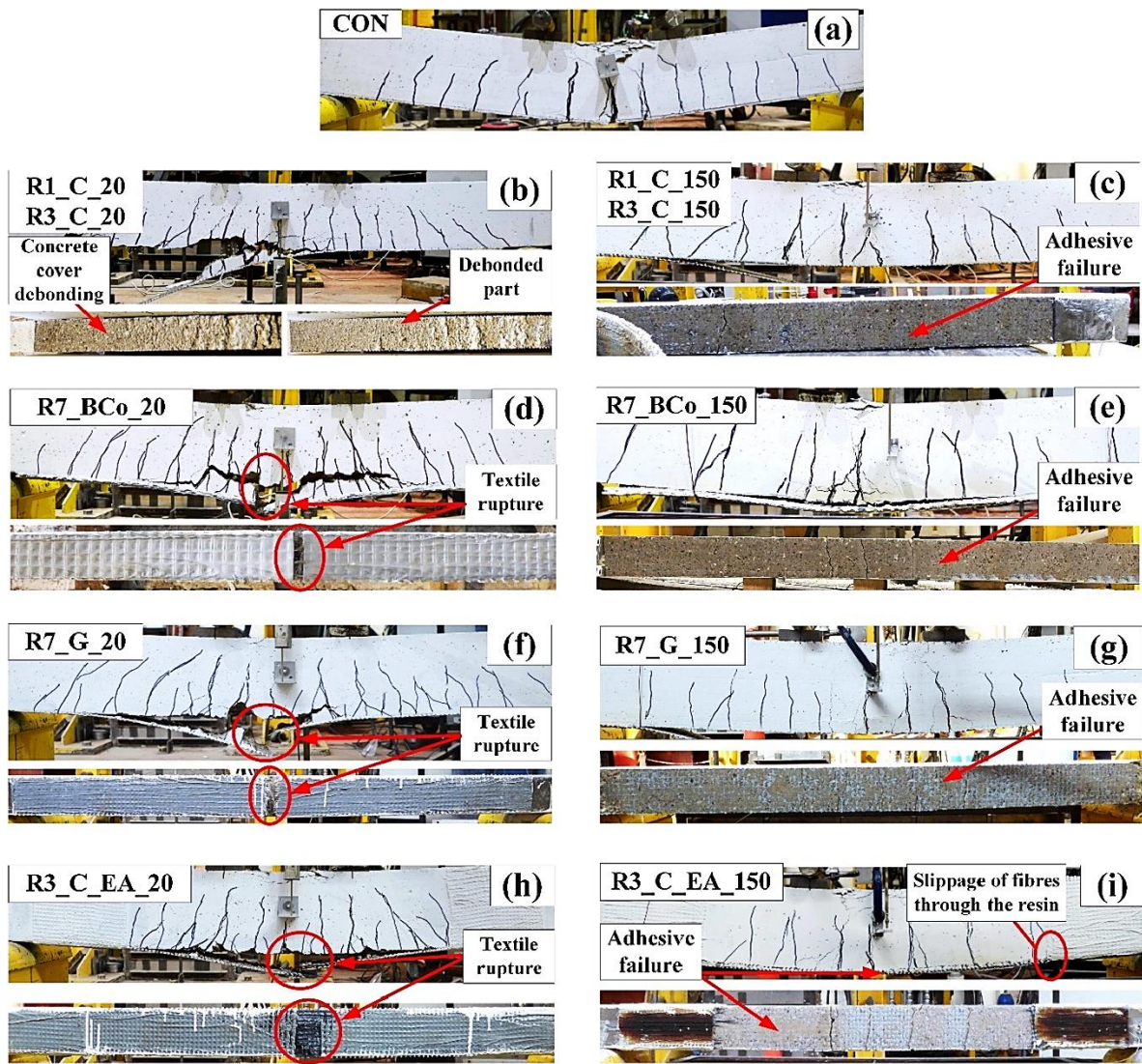


Figura 211. Modos de falla observados en: (a) Haz no adaptado; y vigas reforzadas con FRP con: (byc) 1 y 3 capas de carbono; (dye) 7 capas de basalto recubierto, (fyg) 7 capas de vidrio y (h e i) 3 capas de carbono provistas de anclaje final; probado a 20 ° C y 150 ° C, respectivamente.

A temperatura ambiente las muestras reforzadas con FRP fallaron por flexión, a temperatura de 150°C fallaron también por flexión pero a cargas finales menores y en todas las muestras se observó falla por el adhesivo en la interfaz concreto-resina, la efectividad del refuerzo FRP para aumentar la capacidad de flexión de las vigas se redujo en un 90% a 150°C en comparación con la temperatura ambiente (Raof & Bournas, 2017)

En vigas con sistema de anclaje final provisto por una tira de FRP en forma de U en los extremos produjo reducción del 53.4% en el refuerzo de FRP en alta temperatura con respecto a la temperatura ambiente (Raof & Bournas, 2017).

El modo de falla de las vigas reforzadas con TRM se muestra en la figura 212.

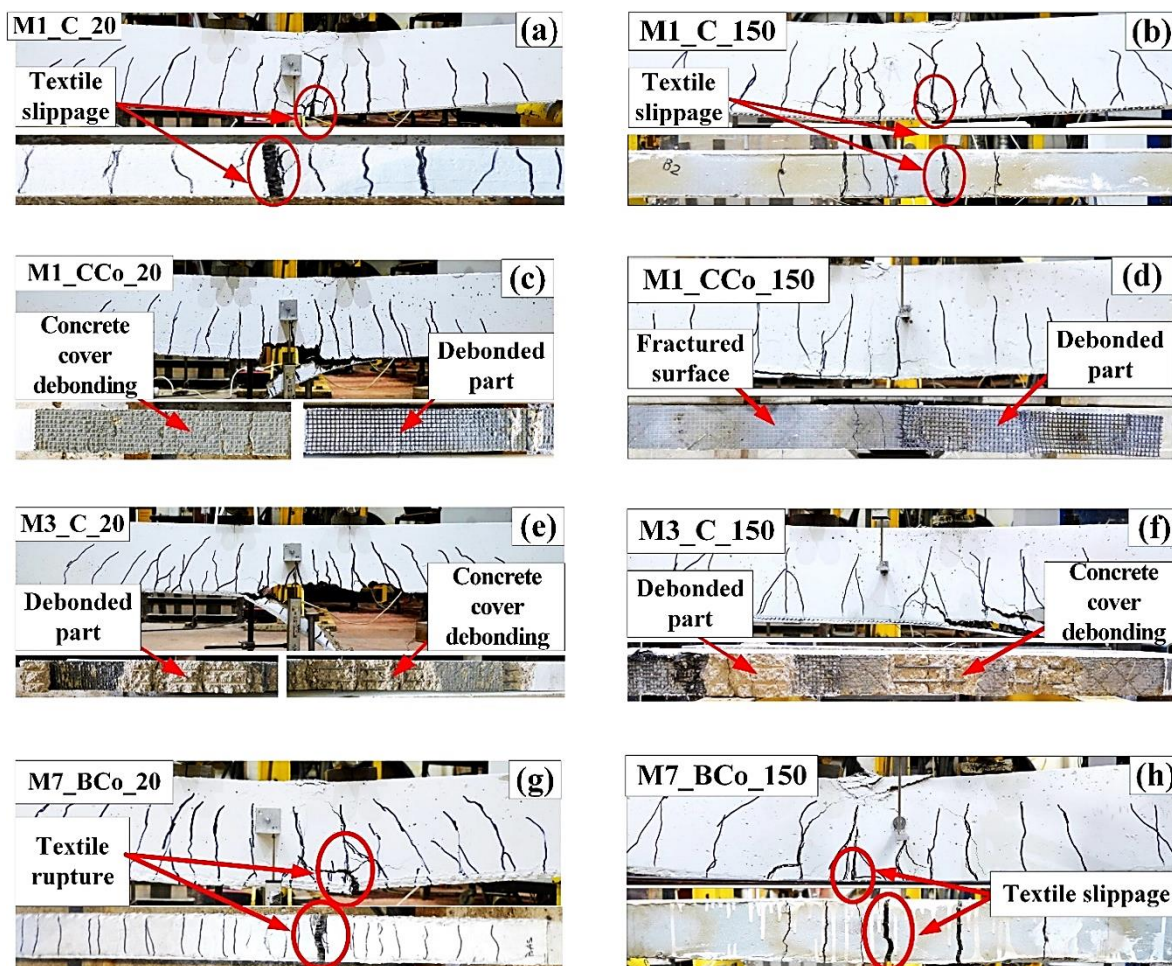
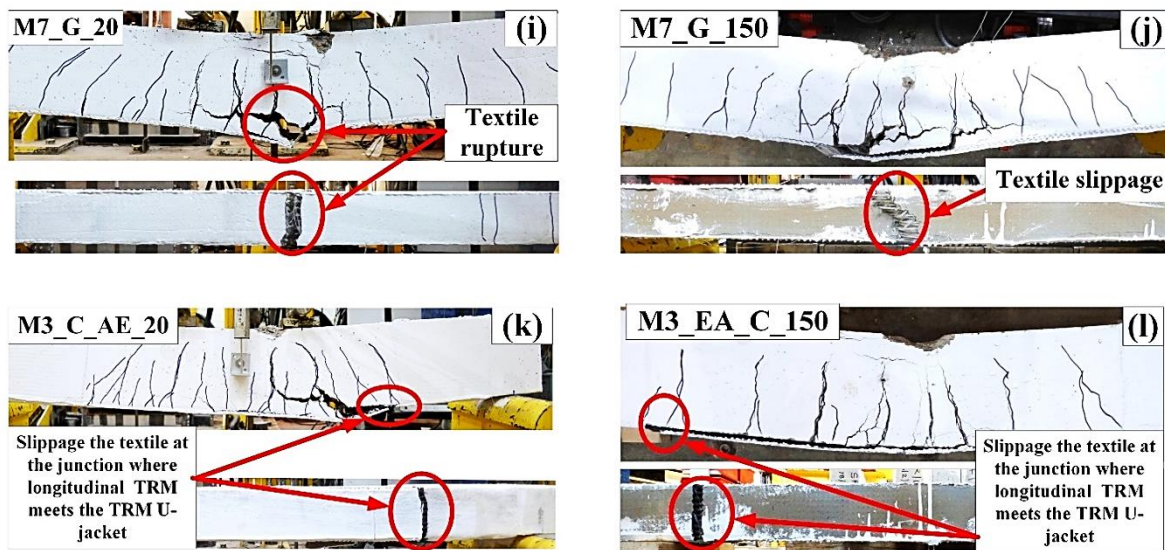


Figura 212. Modos de falla de vigas reforzadas con TRM con: (a y b) 1 capa de carbono seco, (c y d) 1 capa de carbono recubierto, (e y f) 3 capas de carbono, (g y h) 7 capas de basalto recubierto, (I y j) 7 capas de vidrio, y (k y l) 3 capas de carbono provistas de anclaje final; probado a los 20 ° C y 150 ° C, respectivamente. (Raof & Bournas, 2017)



Continuación Figura 212. Modos de falla de vigas reforzadas con TRM con: (a y b) 1 capa de carbono seco, (c y d) 1 capa de carbono recubierto, (e y f) 3 capas de carbono, (g y h) 7 capas de basalto recubierto, (I y j) 7 capas de vidrio, y (k y l) 3 capas de carbono provistas de anclaje final; probado a los 20 ° C y 150 ° C, respectivamente. (Raouf & Bournas, 2017)

En comparación, las vigas reforzadas con TRM tuvieron mejor rendimiento que las reforzadas con FRP, la efectividad del refuerzo TRM a 150°C se redujo a 45% con respecto al rendimiento a 20°C.

Respuesta a los parámetros objeto de la investigación por (Raouf & Bournas, 2017):

#### 1. Material de refuerzo (TRM vs FRP)

A temperatura ambiente el material de refuerzo más efectivo fue el FRP, la capacidad de flexión de los haces de RC fue mayor que en TRM, pero en altas temperaturas el TMR supero al FRP con 55% de su efectividad de temperatura ambiente, mientras que el FRP solo mantuvo el 10%, la reducción de efectividad en FRP fue porque a altas temperaturas la resina epoxi sufrió mayor deterioro en las propiedades mecánicas que en el mortero (Raouf & Bournas, 2017). En la figura 213 se compara el incremento de efectividad de los dos materiales de refuerzo.

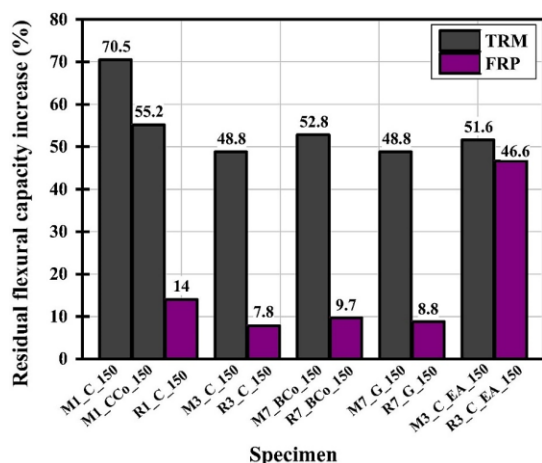


Figura 213. Comparación del aumento de la capacidad de flexión residual de vigas reforzadas con TRM frente a FRP a 150 ° C (Raof & Bournas, 2017).

## 2. Número de capas de refuerzo

A mayor número de capas TMR se mejora la capacidad de flexión de las vigas a altas temperaturas como se muestra en la figura 214, el modo de falla se alteró con el incremento del número de capas, del deslizamiento local de la fibra al desacoplamiento del TRM con cubierta de concreto causando bloqueo mecánico, en ambas temperaturas de prueba, por tanto, la falla no se afectó por la temperatura. Mientras que en FRP fue casi nulo el aumento de efectividad de la flexión en las vigas con el aumento de numero de capas, y tampoco se vio afectado el modo de falla (Raof & Bournas, 2017).

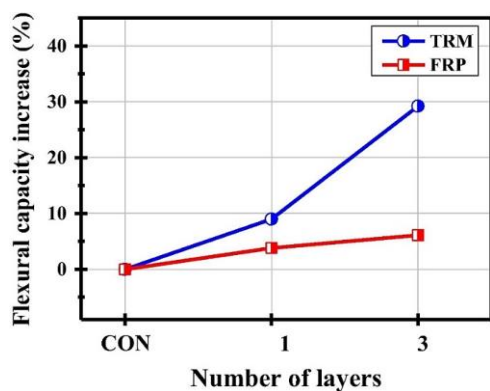


Figura 214. Efecto del número de capas sobre la capacidad de flexión máxima a 150 ° C. (Raof & Bournas, 2017)



### 3. Revestimiento de fibra textil

Se observo falla prematura por deslizamiento en el textil seco de fibras de carbono, para evitar la falla se aplicó recubrimiento en el textil. El recubrimiento de las fibras de carbono secas con adhesivo epóxico aumentó la capacidad de flexión en un 19%, pero se vio afectada a altas temperaturas (Raouf & Bournas, 2017).

Se evito el deslizamiento, debido a que, el recubrimiento textil mejoro la unión entre los filamentos internos y externos, alterando el modo de falla de deslizamiento a desunión en la interfaz textil-mortero en el refuerzo de TRM, el recubrimiento no se vio afectado por acción de temperatura (Raouf & Bournas, 2017).

### 4. Material de fibra textil

Los autores no pudieron sacar conclusiones claras sobre la influencia del material de fibra textil a altas temperaturas.

### 5. Anclaje final del refuerzo de flexión con envoltura en U

Proporcionar anclaje en los extremos de las vigas mejoro la efectividad de flexión, a alta temperatura mejoro 11.4 y 1.14 veces en comparación con la viga sin anclaje en FRP y TRM, respectivamente, la efectividad en TRM fue menor debido al deslizamiento de las fibras textiles en la unión entre el TRM longitudinal y el TMR en U.

El factor de efectividad a temperatura alta de TRM vs FRP se registra en la tabla 71, esta se define como la relación de TRM a FRP en términos de mejora de la capacidad de flexión.

**Tabla 71.** Factor de efectividad, valores experimentales de capacidad de momento final y tensión efectiva en el refuerzo TRM / FRP.

Espécimen	factor de efectividad TRM vs FRP	$f_{tu}^+$ (MPa)	$M_{u,exp.}^*$ kN.m	A.T. $\sigma_{eff}^{**}$	H.T. $\sigma_{eff,high}^{***}$	k <sup>a</sup>
CON	-		10.03	-		
Reforzado TRM						
M1_C_150	2.4	1518	10.93	1368	1301	0.95
M1_CCo_150	2.8	2843	11.11	1825	1404	0.77
M3_C_150	5.1	1518	12.96	1434	834	0.58
M7_BCo_150	3.4	1190	11.92	1019	637	0.63
M7_G_150	3.5	794	11.25	658	411	0.62
M3_C_EA_150	0.5	1518	13.4	1501	934	0.62
Reforzado FRP						
R1_C_150	n.a	2936	10.41	2190	576	0.26
R3_C_150	n.a	2936	10.61	1796	338	0.19
R7_Bco_150	n.a	1501	10.59	1493	298	0.20
R7_G_150	n.a	1019	10.38	914	257	0.28
R3_C_EA_150	n.a	2936	16.68	3110	1577	0.51

Nota: <sup>+</sup>Tensión de tracción máxima del refuerzo FRP / TRM (MPa) obtenida de las pruebas de cupón incluidas en estudios anteriormente realizados.

\* Capacidad de momento final obtenida experimentalmente.

\*\*El esfuerzo efectivo en el refuerzo TRM / FRP calculado en base a resultados experimentales (a temperatura ambiente) incluidos en estudios anteriormente realizados.

\*\*\*Tensión efectiva en el refuerzo TRM / FRP calculada en base a resultados experimentales (a alta temperatura).

<sup>a</sup>La relación entre el esfuerzo efectivo a alta temperatura ( $\sigma_{eff,high}$ ) y el esfuerzo efectivo a temperatura ambiente ( $\sigma_{eff}$ ).

Tomado de (Raouf & Bournas, 2017).

A partir de los resultados obtenidos, no se recomienda usar FRP como refuerzo de flexión cuando las vigas se exponen a altas temperaturas, por otro lado el TRM presentó fallo por desunión en altas temperaturas, se requieren más datos experimentales para sugerir un modelo de diseño que tenga en cuenta las diferentes temperaturas y los modos de falla presentados en las vigas reforzadas con TRM.(Raouf & Bournas, 2017)

Por otro lado, como prevención de daños en el concreto se encontró que, La condición del refuerzo es un factor importante en el proceso de daño por heladas de elementos de concreto reforzado, el refuerzo restringe el daño por ciclos de congelación-descongelación, aumentando la capacidad local de tracción en el concreto plano para confinar el hielo expandido y controlar la apertura de la grieta por absorción de agua (Gong & Maekawa, 2018). Se realizó simulación con diferentes condiciones de refuerzos, en la figura 215 se muestra algunas condiciones de refuerzo típicas y sus influencias en la acumulación de daños por heladas después de 300 FTC.

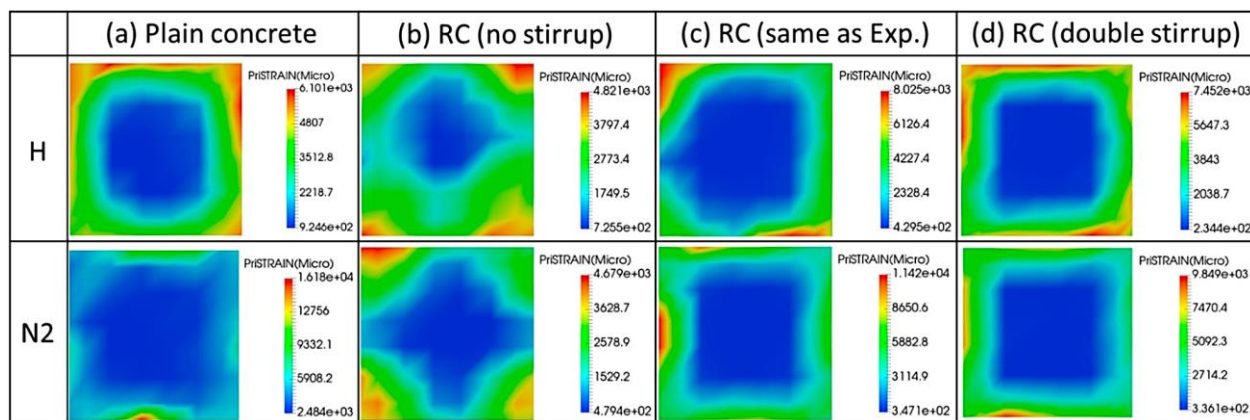


Figura 215. La tensión principal en la sección transversal media después de 300 FTC con diferentes condiciones de aro. Fuente:(Gong & Maekawa, 2018)

Observación en cada caso según (Gong & Maekawa, 2018):

- Concreto simple (sin refuerzo), el nivel de daño es mayor con referencia a las otras muestras, después de 300 FTC la parte central tiene daños alrededor de  $900\mu$  y  $2500\mu$  para concreto de alta y baja resistencia, respectivamente.
- Concreto con solo refuerzo longitudinal, se reduce el daño a comparación del concreto simple, el refuerzo aporta confinamiento y tracción restringiendo un poco la expansión y la apertura de las grietas, sin embargo, el daño es mayor en los bordes, debido a que la deformación lateral y el agrietamiento no pueden limitarse.

- c. Estribo lateral en las columnas de concreto, en comparación con el caso anterior, el concreto de la superficie se daña más debido al estribo que limita la expansión del concreto en el centro, formando grietas en la superficie por discrepancias en la deformación entre la cubierta y la parte central.
- d. Concreto reforzado con doble estribo, el agrietamiento y el daño se reduce levemente en la cubierta y en el centro, por tal una pequeña cantidad de refuerzo puede reducir efectivamente el daño estructural por heladas, en consecuencia, este efecto no es proporcional a la relación de refuerzo por volumen.

Los tres casos de columnas con refuerzo lateral con y sin daños por heladas se simularon con carga cíclica, tanto para muestras de concreto H como para N2 (especificaciones de muestra ver la tabla 68.), las características de fuerza de restauración se muestran en la figura 216.

La relación de refuerzo lateral por volumen no afecta la capacidad de carga antes del daño por heladas porque el modo de falla es flexión, sin embargo, aumenta la ductilidad de los elementos debido a mayor confinamiento de los agregados del concreto y al pandeo del acero. El efecto de fortalecimiento es mayor para N2 que en H, porque la relación de compresión axial aplicada es mayor. También se evidencia que el refuerzo lateral (estribo) reduce el aplastamiento y el pandeo (Gong & Maekawa, 2018).

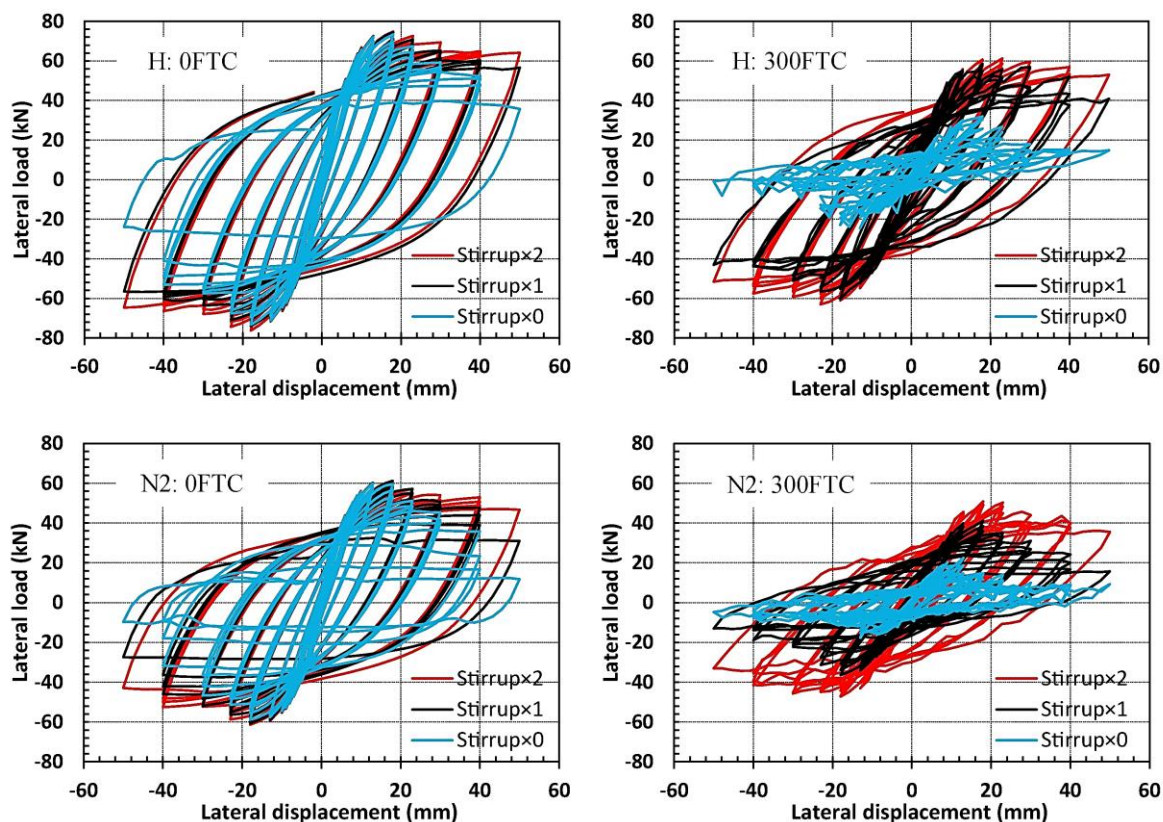


Figura 216. Cambio en las curvas de histéresis después de 300 FTC con diferente relación de refuerzo del estribo.  
Fuente: (Gong & Maekawa, 2018)

En (Pogorelov & Semenyak, 2016) presentan una alternativa de concreto para reducir los efectos de congelación-descongelación, se evaluó la resistencia y deformación del concreto reforzado con fibra de acero que contiene aditivos minerales expuesto a heladas.

Para el programa experimental se realizaron prismas de concreto de 100x100x400 mm con concreto reforzado de 1: 1.6: 1.96 y relación agua-cemento de 0.50. Se utilizó como aglutinante de la mezcla, cemento portland sin aditivos minerales y cemento de escoria (1:1 cemento portland y escoria granulada molida de alto horno de planta metalúrgica). La mezcla de concreto se reforzo con fibra de acero que se obtuvo con el corte de láminas de acero, las fibras cortadas tuvieron 35mm de longitud y 0.5x.05 mm de sección.

Se evaluaron las características de resistencia y deformación del concreto a cero, a diez y veinte ciclos de congelación a una temperatura de  $-50^{\circ}\text{C}$  y descongelación en una solución de cloruro de sodio al 5%, se cargaron a compresión intermitente graduada, se determinaron las deformaciones longitudinales y transversales relativas, deformaciones volumétricas, módulos de elasticidad y la resistencia.

Según (Pogorelov & Semenyak, 2016) los resultados muestran que,

- El concreto con cemento de escoria aumenta el soporte de los efectos del medio ambiente.
- Después de 20 ciclos de congelación-descongelación, la resistencia a la tracción en el concreto de cemento portland de escoria reforzado con fibra de acero disminuyó un 25% en comparación con el concreto reforzado no expuesto a medios corrosivos, y un 38% en concreto de cemento portland reforzado con fibras de acero.
- La deformación longitudinal en concreto de cemento portland con refuerzo disperso sometido a heladas, disminuyó un 29% con respecto al concreto reforzado, y al usar cemento portland con escoria un 34%.
- El cambio volumétrico antes y después de los ciclos de congelación y descongelación es similar en los concretos reforzados con acero y diferentes aglutinantes, difiere significativamente después de 20 ciclos.
- El concreto de cemento portland de escoria reforzado con fibras expuesto a ciclos de congelación-descongelación induce a reducción de la resistencia del material y al desarrollo de deformaciones bajo un volumen de carga, pero en menor proporción en comparación con el concreto de cemento.

- El uso de fibras de acero mejora la ductilidad.

El concreto reforzado usando fibras de acero con cemento de alto horno soporta la congelación y descongelación cíclica sin daños significativos (Pogorelov & Semenyak, 2016)

Los autores también estudiaron el efecto del aditivo de escoria en la estructura de poros en el concreto reforzado y concreto de cemento, y su resistencia a la congelación y descongelación cíclica.

Para la evaluación del aditivo en el sistema de poros y resistencia a ciclos de congelación-descongelación, se elaboraron muestras cubicas de 70mm de lado. Se realizo una mezcla de cemento y escoria granulada de horno molido, la porosidad se determinó como concreto fino. Para el concreto reforzado con acero, se adicionó 120 kg /m<sup>3</sup> fibras acero a la mezcla, las fibras se obtuvieron de una lámina de acero, con dimensiones de 0.5x0.5 mm de sección y 32 mm de longitud (Pogorelov & Semenyak, 2016).

Después de curados los cubos, se endurecieron durante 5 días en condiciones normales y luego se saturaron con agua durante 4días para someterlos a pruebas de congelación, las muestras de concreto de grano fino y el concreto reforzado con fibras de acero se congelaron a -20°C. Para evaluar la porosidad del material, se utilizó el método de determinación de poro gradiente y el método para determinar las características de porosidad de la Norma 1273042 del Estado de toda Rusia.

Al aumentar el contenido de escoria disminuye el contenido de Clinker, por tal al reaccionar con agua se libera menos hidróxido de calcio, curando el activador de la escoria, en consecuencia, es imposible unir todos los componentes de escoria. La porosidad aumenta con

mayor cantidad de poros finos. Con adición del 50% de escoria se proporciona una estructura uniforme de piedra de cemento de grano fino con un ligero aumento en el volumen de macro poros, al aumentar la cantidad de escoria a 80% se observó un fuerte aumento de la porosidad capilar (Pogorelov & Semenyak, 2016).

La cantidad adecuada de escoria en la mezcla es la que permite obtener una estructura con alta tenacidad a la fractura, que contenga poca cantidad de poros y optima proporción de gel (Pogorelov & Semenyak, 2016). En la tabla 72 se muestra los resultados de la porosidad en ambas mezclas de estudio bajo congelación cíclica.

**Tabla 72.** Cambio de la porosidad del concreto bajo congelación cíclica

No de ciclos	Índice de porosidad	Contenido de escoria %							
		0		30		50		80	
		C	SRC	C	SRC	C	SRC	C	SRC
0	Índice de uniformidad del tamaño de poro	0.62	0.63	0.63	0.63	0.64	0.66	0.47	0.46
	Índice de tamaño promedio de poro	1.78	1.76	1.37	1.24	1.2	1.02	1.92	1.87
	Porosidad capilar abierta, %	23.2	22.9	25.2	24.8	26	26.2	28.7	28.3
100	Índice de uniformidad del tamaño de poro	23.2	0.51	0.55	0.54	0.55	0.55	0.44	0.43
	Índice de tamaño promedio de poro	5.98	4.69	4.81	0.54	3.74	2.63	6.29	6.37
	Porosidad capilar abierta, %	30.5	29.5	29.8	28.2	28.8	27	32.9	30.6

*Nota:* tomado de (Pogorelov & Semenyak, 2016)

Anotaciones de los resultados obtenidos por (Pogorelov & Semenyak, 2016):

- La introducción del refuerzo disperso mejora la estructura de poros de la matriz del concreto y da como resultado menos permeabilidad.



- Al adicionar fibras en los diferentes porcentajes de escoria se redujo el tamaño de poro promedio y el concreto fino mejora la uniformidad del tamaño de poro.
- Después de 100 ciclos de congelación a una temperatura de  $-20^{\circ}\text{C}$  y descongelación en agua, el concreto más resistente a las heladas fue el concreto reforzado con acero y con 50% de contenido de escoria

El estudio indica que la fibra de acero en cemento de escoria fina es beneficiosa para los ciclos de congelación-descongelación. (Pogorelov & Semenyak, 2016).

## Conclusiones

- La búsqueda de estudios sobre patologías a nivel mundial en la presente investigación indicó a España como el país con más aportes con un total de 7 artículos de 56 consultados. Sin embargo, China con un aporte de 6 investigaciones estuvieron presentes en cada una de las patologías estudiadas, excepto la patología de reacción al álcali agregado. En el estado actual del conocimiento de las patologías en Colombia, se hallaron 7 artículos de 56 consultados, en las ciudades de Bogotá, Medellín y Bucaramanga, donde se resaltó la profundización de la patología por carbonatación del concreto reforzado, pero la mayoría de los estudios encontrados no se enfocan en alguna patología en específica. A nivel mundial se encontró mayor investigación en patologías originadas por cambios de temperatura con 19 artículos y solo 7 en estudios en la reacción álcali agregado.
- El inicio de un tipo de patología en la estructura de concreto reforzado disminuye la capacidad de la estructura y puede originar el inicio de otras patologías, como lo son las grietas originadas por heladas, estas aceleran otros problemas relacionados con la durabilidad, como la corrosión del acero de refuerzo, la carbonatación, la reacción álcali-sílice y demás patologías a las que queda vulnerable la estructura, en otro caso se considera la carbonatación como deterioro del concreto y su efecto dañino para el acero de refuerzo, pero en condiciones adecuadas es una buena estrategia para sanar pequeñas grietas en el concreto, como tal la actividad bacteriana en el concreto puede ser perjudicial como beneficiosa pero esto depende de las condiciones y el tipo de bacteria, en los últimos años se han realizado numerosas investigaciones respecto al bioconcreto el cual

contiene bacterias, logrando un concreto autorreparable. A continuación se realizan conclusiones específicas de cada capítulo.

- Corrosion del acero por cloruros.

Cuando la concentración de cloruro alcanza un límite umbral en la superficie del refuerzo se produce despasivación y se inicia la corrosión, afectando la capacidad mecánica de la barra de refuerzo, el diámetro inicial del acero disminuye y se generan fisuras y desprendimientos en el concreto por acumulación de productos de expansión en la interfaz del acero. Los elementos deteriorados por cloruros se pueden reparar con una técnica que, consta de la utilización de concreto de geopolímero reforzado con fibra de alcohol polivinílico como revestimiento o reemplazo de la cubierta del concreto en el elemento, la técnica ofrece una mejor resistencia a la corrosión, mejora el rendimiento de los elementos y logra tener buenas condiciones de interfaz entre la capa de concreto nuevo y el concreto existente. Galvanizar la superficie del acero o cambiando el refuerzo por acero inoxidable, también confiere mayor resistencia a la corrosión del refuerzo en presencia de cloruros que el acero desnudo, y los productos de corrosión generados son menos voluminosos que el del refuerzo tradicional.

Se encontraron métodos no destructivos eficientes para detectar el grado de deterioro del elemento estructural, el común entre la literatura investigada fue la detección de cloruros por HCP (potencial de media celda), así mismo la emisión acústica detecta la corrosión en tiempo real, en contraste la combinación de dos técnicas una de ondas guiadas ultrasónicas activas (UGW) y la otra emisiones acústicas pasivas (AE), logran monitorear las diferentes etapas de la corrosión (el inicio, la propagación y la etapa final de fractura del concreto), a diferencia de esta, por medio de sensores inalámbricos se puede indicar fractura en la barra de acero controlando solo dos etapas de la corrosión. Para prevenir la corrosión es frecuente el uso de inhibidores, se

encontró que, la adición de micro silice al concreto fue eficiente reduciendo la velocidad de la corrosión del acero respecto al concreto ordinario, igualmente el FerroGard 901 de Sika demostró retrasar el doble de tiempo del inicio de la corrosión, siendo efectivo por 18 años de exposición a cloruros, por el contrario es poco beneficioso el uso de cemento de ceniza volante (FA) y escoria (SC) en la mezcla del concreto, esta logra disminuir la velocidad de corrosión pero, solo en acero con cubierta de concreto superior a 25.4mm.

- Corrosión del acero debido a la carbonatación del concreto

La ausencia de portlandita en el concreto significa reducción en la alcalinidad, por tanto, el bajo valor de pH constituye al ataque del carbonato, generalmente ocurre cuando la humedad relativa del concreto oscila entre 50% y 75%, cuando la carbonatación alcanza la interfaz acero/concreto genera productos de corrosión que inducen tensiones en el concreto y posteriormente agrietamiento en el material, sin embargo, durante la carbonatación la precipitación de calcita genera autocuración de grietas en estructuras de concreto, pero el pH de la calcita debe estar por encima de 11.8, para que el acero de refuerzo se encuentre pasivado. Para detectar el inicio y cuantificar el nivel de corrosión del refuerzo inducido por la entrada de dióxido de carbono atmosférico, la técnica de impedancia electromagnética con sensores piezoeléctricos muestra efectividad, así mismo una aplicación de experimento factorial con estudio electroquímico detecta la corrosión del acero.

Se puede estimar con precisión la profundidad de carbonatación en estructuras de concreto con el uso de un meta-modelo, al igual que usar un algoritmo de procesamiento de imágenes, este detecta las regiones de carbonatación en concreto reforzado rociado con fenolftaleína. Como posible medio para aliviar la corrosión del refuerzo, la técnica EII (inyección de inhibidor

electroquímico) con etanolamina en estructuras de concreto reforzado, muestra eficiencia, pero es compleja su aplicación. Además, el uso de recubrimientos de película orgánica mejora la resistencia a la carbonatación del concreto, pero el grosor del revestimiento es importante debido a que disminuye con el envejecimiento del revestimiento, por otro lado no se encontró ventaja al usar cenizas volantes como aditivo y como aglutinante en la mezcla de concreto, estas no son capaces de reducir la velocidad de carbonatación.

- Degradación del concreto por acción bacteriana

La humedad relativa elevada, la alta concentración de dióxido de carbono, los iones cloruros u otras sales, los sulfatos y las pequeñas cantidades de ácido son factores favorables para el biodeterioro, sus efectos alteran las propiedades físicas y mecánicas de las estructuras de concreto reforzado, pero en la mayoría de análisis estructurales esta patología es irrelevante debido a su lenta cinemática y porque rara vez causa falla directa en la estructura. A razón, se aumentan los costos de mantenimiento y se reduce la capacidad de los elementos estructurales a largo plazo, por tanto, la espectroscopia infrarroja logra identificar la degradación del concreto, siendo un método preciso, rápido y económico para investigar el ataque de sulfato, los protectores y selladores como medida preventiva o para prolongar la vida útil de las estructuras parcialmente deterioradas se considera una estrategia útil.

También, se ha implementado el uso de bactericidas en la mezcla de concreto con la finalidad de prevenir la corrosión bacteriana, el concreto de ftalocianina de cobre es un tipo de bactericida eficiente, así mismo los nanomateriales como nanopartículas de TiO<sub>2</sub> (Titania), óxido de zinc y plata se aplican para la protección de materiales de construcción. Los materiales nanomejorados aumentan la resistencia al biodeterioro del concreto pero su durabilidad a largo plazo no es

comprobada y su producción es costosa, además la liberación de nanomateriales presenta riesgo potencial para la salud humana y ambiental.

En cambio, las bacterias pueden generar beneficios al concreto, la bacteria *Sporosarcina pasteurii* encapsulada en cemento de sulfoaluminato de calcio logra el cierre de grietas debido a la formación de carbonato de calcio, el concreto microbiano es un sellador de concreto alternativo y de alta calidad, es rentable y respetuoso con el medio ambiente y mejora la durabilidad de las estructuras de concreto sellando las grietas evitando la entrada de otros patógenos.

- Reacción álcali-agregado en el concreto

El agrietamiento del concreto debido a la reacción del agregado alcalino es generalmente lento, la permeabilidad del concreto y los agregados con alta reactividad favorecen la expansión de las estructuras. Los agregados de rocas ígneas presentan una alta reacción al álcali agregado, pero se puede presentar de forma más lenta (10-20 años), si proveen alto contenido de cuarzo. Los desechos de una estructura original se pueden usar como agregado de concreto reciclado (RCA) para construir nuevas estructuras. Si la estructura original fue afectada por ASR, la estructura nueva puede heredar la misma condición, a partir de la sílice reactiva latente que permanece en el material original. La RAS no se presenta si la humedad relativa interna del concreto es inferior a 80%, es decir que manteniendo el concreto seco se evitará dar paso a la reacción. La implementación de modelos cinéticos resulto acertado en la identificación de expansiones de RAA.

La ceniza volante de Termotasajero, Clase F (ASTM C618), mostro ser efectiva como mecanismo de mitigación del efecto de reactividad álcali sílice. La ceniza de cáscara de arroz

había demostrado actividad puzolánica en todas las pruebas de puzolanidad, sin embargo, en la prueba de ASR tuvo un aumento de la expansión. En el caso de los materiales cerámicos no se recomienda usar este material en concretos utilizados junto con el agregado reactivo. La adición de humo al 7% y 10% de sílice no inhibe el problema y por el contrario se mantiene en expansiones superiores al 0,2 %. sin embargo, en otra investigación el humo de sílice con porcentajes de adición de 10% y 15% fue posible reducir las expansiones a menos del 0.1%

- Cambios físicos y mecánicos por efecto de temperatura

El concreto expuesto a temperaturas superiores de 350°C genera pérdida de densidad y desunión entre la pasta y los áridos. La resistencia a la compresión es independiente a la resistencia al fuego, el concreto de 25 MPa es mas resistente al fuego que el concreto con 35MPa, en este sentido a mayor contenido de agregado fino mayor es la cantidad de sílice en el concreto, evitando la degradación más rápida del agregado grueso que es el componente portador de carga en el concreto, a temperaturas superiores a los 500°C se produce corrosión en el acero generando pérdida en las propiedades de carga máxima y de deformación. Por el contrario, se puede observar daño en el concreto reforzado expuesto a más de 200 ciclos de congelación y descongelación.

Por indentación de micro muestras y aplicación del método autoconsistente se obtiene las propiedades a macroescala, para evaluar el nivel de daño en estructuras de concreto reforzado expuestas a altas temperaturas sin adicionar daño. El TRM (mortero reforzado textil) puede prevenir pérdidas en las propiedades mecánicas del concreto reforzado, de igual manera al reforzar el concreto con láminas de polímero reforzado con fibra de carbono se recupera la resistencia a la compresión y la resistencia a la tracción del concreto expuesto a altas temperaturas.

Por otro lado, las simulaciones por análisis de elementos finitos, son capaces de evaluar la evolución del daño, su efecto sobre el comportamiento de fractura y como afectara la mecánica de la estructura de estructuras de concreto reforzado sometidas a ciclos de congelación y descongelación, tanto a nivel microestructural como a macroescala. A fin de controlar los efectos de las heladas, se usa concreto de alto horno reforzado con fibras de acero. El refuerzo lateral aumenta la capacidad local de tracción en el concreto, confinando el hielo expandido y controlando la apertura de la grieta por absorción de agua, pero este efecto no es proporcional a la relación de refuerzo por volumen, también el acero pretensado en el concreto, debido al estado de tensión es capaz de disminuir los daños por congelación

Se anexa el borrador del articulo, de esta forma se da cumplimiento a todos los objetivos específicos propuestos en la presente investigación



### **Recomendaciones**

Resulta importante indagar más sobre las patologías del concreto reforzado en el país, ya que los factores que inciden sobre ellas son variantes según el territorio, como la composición de los agregados y aditivos cementantes, las condiciones ambientales, entre otros. Además, conocer nuevos sistemas de diagnóstico y monitoreo sobre las estructuras aporta a una mejor implementación de sistemas de rehabilitación y mantenimiento.

## Referencias

- Abd El Fattah, A., Al-Duais, I., Riding, K., & Thomas, M. (2018). Field evaluation of corrosion mitigation on reinforced concrete in marine exposure conditions. *Construction and Building Materials*, *165*, 663–674. <https://doi.org/10.1016/J.CONBUILDMAT.2018.01.077>
- Ahmad, H., Hameed, R., Rizwan Riaz, M., & Gillani, A. A. (2018). Strengthening of concrete damaged by mechanical loading and elevated temperature, *6*(6), 645–658. <https://doi.org/10.12989/acc.2018.6.6.645>
- Al-Majidi, M. H., Lampropoulos, A. P., Cundy, A. B., Tsioulou, O. T., & Al-Rekabi, S. (2018). A novel corrosion resistant repair technique for existing reinforced concrete (RC) elements using polyvinyl alcohol fibre reinforced geopolymer concrete (PVAFRGC). *Construction and Building Materials*. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.12.213>
- Alonso, M. C., Laguna, V. F., De Contacto: M, A., & Alonso, C. (2013). Determinación de la profundidad de daño en estructuras de hormigón post-incendio. <https://doi.org/10.21041/ra.v3>
- Angst, U. M., Büchler, M., Schlumpf, J., & Marazzani, B. (2016). An organic corrosion-inhibiting admixture for reinforced concrete: 18 years of field experience. *Materials and Structures*, *49*(7), 2807–2818. <https://doi.org/10.1617/s11527-015-0687-2>
- Asefa. (2011). Efectos de incendios en estructuras de hormigón armado. Retrieved June 13, 2011, from <https://www.asefa.es/comunicacion/patologias/efectos-de-incendios-en-estructuras-de-hormigon-armado>
- Avendaño, E. (2006). *ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL DETECCIÓN , TRATAMIENTO Y*

*PREVENCIÓN DE PATOLOGÍAS EN SISTEMAS DE CONCRETO ESTRUCTURAL  
UTILIZADOS EN INFRAESTRUCTURA INDUSTRIAL ELIZABETH AVENDAÑO  
RODRÍGUEZ MAYO 2006.*

Barbero, J. maria. (2015). Hormigón autorreparable - JM3 Studio. Retrieved January 16, 2018, from <https://jm3studio.com/hormigon-autorreparable/>

Bastidas-Arteaga, E. (2018). Reliability of Reinforced Concrete Structures Subjected to Corrosion-Fatigue and Climate Change. *International Journal of Concrete Structures and Materials*, 12(1). <https://doi.org/10.1186/s40069-018-0235-x>

Bielefeldt, A., Gutierrez-Padilla, M. G. D., Ovtchinnikov, S., Silverstein, J., & Hernandez, M. (2010). Bacterial Kinetics of Sulfur Oxidizing Bacteria and Their Biodeterioration Rates of Concrete Sewer Pipe Samples. *Journal of Environmental Engineering*, 136(7), 731–738. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)EE.1943-7870.0000215](https://doi.org/10.1061/(ASCE)EE.1943-7870.0000215)

Broto, C. (2006). *Enciclopedia Broto de patologías de la construcción: Conceptos generales y fundamentos. Control*. Retrieved from [https://higieneyseguridadlaboralcv.files.wordpress.com/2012/07/enciclopedia\\_broto\\_de\\_patologias\\_de\\_la\\_construccion.pdf](https://higieneyseguridadlaboralcv.files.wordpress.com/2012/07/enciclopedia_broto_de_patologias_de_la_construccion.pdf)

Campos, A., López, C. M., Blanco, A., & Aguado, A. (2018). Effects of an internal sulfate attack and an alkali-aggregate reaction in a concrete dam, 166, 668–683.

Carrillo, M., & Bautista, L. (2013). Corrosion de Armaduras.

Chaparro, W. A., & Gordillo, M. (2013). Evaluación de la corrosión del acero embebido en

concreto AAS , expuesto a carbonatación mediante un experimento factorial con medidas repetidas, 9(17), 237–260.

Choi, J.-I., Lee, Y., Kim, Y. Y., & Lee, B. Y. (2017). Image-processing technique to detect carbonation regions of concrete sprayed with a phenolphthalein solution. *Construction and Building Materials*, 154, 451–461.

<https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.07.205>

de Medeiros, M. H. F., Raisdorfer, J. W., Hoppe Filho, J., & Medeiros-Junior, R. A. (2017).

Partial replacement and addition of fly ash in Portland cement: influences on carbonation and alkaline reserve. *Journal of Building Pathology and Rehabilitation*, 2(1), 1–9.

<https://doi.org/10.1007/s41024-017-0023-z>

Dong, Y., Su, C., Qiao, P., & Sun, L. (2018). Microstructural damage evolution and its effect on fracture behavior of concrete subjected to freeze-thaw cycles. *International Journal of Damage Mechanics*, 27(8), 1272–1288. <https://doi.org/10.1177/1056789518787025>

Dos Santos Adorno, C., de Medeiros, M. H. F., Filho, J. H., & Réus, G. C. (2017). Effects of the addition of red ceramic, limestone filler and rice husk ash in alkali silica reaction. *Journal of Building Pathology and Rehabilitation*, 3(1), 1. <https://doi.org/10.1007/s41024-017-0030-0>

Echavarria, J., & Palacios, E. E. (2011). PRINCIPALES CAUSAS Y POSIBLES

SOLUCIONES DE LAS RECLAMACIONES A NIVEL PATOLÓGICO EN SISTEMAS DE EDIFICACIONES APORTICADAS. *Repository Udem*, 53(9), 1–58.

<https://doi.org/10.1017/CBO9781107415324.004>

Emilio Rendón Díaz Mirón, L. (2015). *ciencia*.

Engineering, O. (2020). ¿Qué es un termopar? Guía completa sobre sondas termopar. Retrieved February 23, 2020, from <https://es.omega.com/prodinfo/termopares.html>

Estupiñan Duran, H. A., Peña Ballesteros, D. Y., Vásquez Quintero, C., & Solano Rodriguez, S. A. (2013). SIMULACIÓN DE LA DIFUSIÓN DEL Cl- HASTA LA DESPASIVACIÓN DEL ACERO DE REFUERZO EN CONCRETO CON MICROSÍLICE Y EXPUESTO A CARBONATACIÓN. *Boletín de Ciencias de La Tierra; Núm. 34 (2013)*. Retrieved from <https://revistas.unal.edu.co/index.php/rbct/article/view/34049/45857>

Gong, F., & Maekawa, K. (2018). Multi-scale simulation of freeze-thaw damage to RC column and its restoring force characteristics. *Engineering Structures, 156*, 522–536. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.11.066>

Guerrero, S. (2018). Represa del río Ranchería en La Guajira tiene presunto daño patrimonial de \$637.000 millones | El Heraldo. Retrieved March 21, 2020, from <https://www.elheraldo.co/la-guajira/represa-del-rio-rancheria-en-la-guajira-tiene-presunto-dano-patrimonial-de-637000>

Guruprasad, Y. K., & Ramaswamy, A. (2018). Micromechanical analysis of concrete and reinforcing steel exposed to high temperature. *Construction and Building Materials, 158*, 761–773. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.10.061>

Hager, I. (2013). Behaviour of cement concrete at high temperature. *Bulletin of the Polish Academy of Sciences: Technical Sciences, 61(1)*, 145–154. <https://doi.org/10.2478/bpasts-2013-0013>

IECA. (2013). Hormigón en ambiente marino, 5–6.

Johnson, R., & Shehata, M. H. (2016). The efficacy of accelerated test methods to evaluate Alkali Silica Reactivity of Recycled Concrete Aggregates. *Construction and Building Materials*, *112*, 518–528. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.02.155>

K, N. K. R. (2006). Técnicas - Espectroscopia Infrarroja - Caracterización de Materiales Cristalinos. Retrieved from <http://www.ehu.es/imacris/PIE06/web/IR.htm>

Kong, L., Zhang, B., & Fang, J. (2017). Study on the applicability of bactericides to prevent concrete microbial corrosion. *Construction and Building Materials*, *149*, 1–8. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.05.108>

Kubo, J., Tanaka, Y., Page, C. L., & Page, M. M. (2013). Application of electrochemical organic corrosion inhibitor injection to a carbonated reinforced concrete railway viaduct. *Construction and Building Materials*, *39*, 2–8. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.05.010>

Lahdensivu, J., & Aromaa, J. (2015). Renovation of an alkali–aggregate reaction damaged swimming pool. *Case Studies in Construction Materials*, *3*, 1–8. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.cscm.2015.04.002>

Le, Q. X., Dao, V. T., Torero, J. L., Maluk, C., & Bisby, L. (2018). Effects of temperature and temperature gradient on concrete performance at elevated temperatures. *Advances in Structural Engineering*, *21*(8), 1223–1233. <https://doi.org/10.1177/1369433217746347>

Li, G., Dong, L., Lei, M., & Du, J. (2017). Predicting carbonation depth for concrete with

organic film coatings combined with ageing effects. *Construction and Building Materials*, 142, 59–65. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.03.063>

Londoño, E. (n.d.). Aspectos sobre el ataque de sulfato en el concreto | ARGOS 360. Retrieved March 8, 2020, from <https://www.360enconcreto.com/blog/detalle/ataque-de-sulfato-en-el-concreto>

Luna Molina, F. J., Alonso Alonso, M. C., Sánchez Moreno, M., & Jarabo Centenero, R. (2017). Corrosion protection of galvanized rebars in ternary binder concrete exposed to chloride penetration. *Construction and Building Materials*, 156, 468–475. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.09.002>

Mantilla, N. (2015). Constante monitoreo a fauna y flora del área circundante al Embalse de Bucaramanga, donde a la fecha se han sembrado 45 mil árboles. Retrieved March 25, 2020, from <http://versionantigua.bucaramanga.gov.co/Prensa/post/2015/06/02/Constante-monitoreo-a-fauna-y-flora-del-area-circundante-al-Emba.aspx>

Marquez-Peñaranda, J. F., Sanchez-Silva, M., Husserl, J., & Bastidas-Arteaga, E. (2016). Effects of biodeterioration on the mechanical properties of concrete. *Materials and Structures*, 49(10), 4085–4099. <https://doi.org/10.1617/s11527-015-0774-4>

Melo, L. (2014). *Reactividad álcali-agregado (raa): experiencias en presas colombianas, análisis comparativo de principales variables que intervienen en el fenómeno*. Universidad Nacional de Colombia.

Montenegro, J. (2011). EL CONCRETO EN CLIMAS FRÍOS : CONSIDERACIONES | CivilGeeks.com. Retrieved February 27, 2018, from <https://civilgeeks.com/2011/09/28/el->

concreto-en-climas-frios-consideraciones/

Nacionales. (2017). Represa del Río Ranchería no cumple objetivo de suministrar agua a La Guajira: Contraloría – ElPoligrafo.co Noticias del la región caribe y Colombia. Retrieved March 21, 2020, from <https://www.elpoligrafo.co/represa-del-rio-rancheria-no-cumple-objetivo-de-suministrar-agua-a-la-guajira-contraloria/>

Nasrazadani, S., Eghtesad, R., Sudoi, E., Vupputuri, S., Ramsey, J. D., & Ley, M. T. (2016). Application of Fourier transform infrared spectroscopy to study concrete degradation induced by biogenic sulfuric acid. *Materials and Structures*, *49*(5), 2025–2034. <https://doi.org/10.1617/s11527-015-0631-5>

Noeiaghahi, T., Dhimi, N., & Mukherjee, A. (2017). Nanoparticles surface treatment on cemented materials for inhibition of bacterial growth. *Construction and Building Materials*, *150*, 880–891. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.06.046>

Noeiaghahi, T., Mukherjee, A., Dhimi, N., & Chae, S.-R. (2017). Biogenic deterioration of concrete and its mitigation technologies. *Construction and Building Materials*, *149*, 575–586. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.05.144>

Pedoja, E. (2005). *PATOLOGÍAS DE ORIGEN TÉRMICO EN ESTRUCTURAS*.

Piasta, W. (2017). Analysis of carbonate and sulphate attack on concrete structures. *Engineering Failure Analysis*, *79*, 606–614. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2017.05.008>

Pogorelov, S. N., & Semenyak, G. S. (2016). Frost Resistance of the Steel Fiber Reinforced



- Concrete Containing Active Mineral Additives. In *Procedia Engineering* (Vol. 150, pp. 1491–1495). Elsevier Ltd. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2016.07.088>
- Porto, J. (2005). *Patologías en las estructuras de hormigón armado*. Retrieved from <https://ingemecanica.com/tutorialsemanal/tutorialn401.html>
- Qin, X. chuan, Meng, S. ping, Cao, D. fu, Tu, Y. ming, Sabourova, N., Grip, N., ... Elfgren, L. (2016). Evaluation of freeze-thaw damage on concrete material and prestressed concrete specimens. *Construction and Building Materials*, 125, 892–904. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.08.098>
- Raof, S. M., & Bournas, D. A. (2017). TRM versus FRP in flexural strengthening of RC beams: Behaviour at high temperatures. *Construction and Building Materials*, 154, 424–437. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.07.195>
- Rathod, H., & Gupta, R. (2019). Sub-surface simulated damage detection using Non-Destructive Testing Techniques in reinforced-concrete slabs. *Construction and Building Materials*, 215, 754–764. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.04.223>
- Salamanca, R. (2011). Patología del concreto. In *Materials and Structures* (p. 25). Retrieved from <https://es.slideshare.net/jimmyesk1/patologia-del-concreto>
- Sanjuan, C. (2014). Resistencia del hormigón mediante esclerómetro o índice de rebote. Retrieved from <https://www.patologiasconstruccion.net/2013/11/resistencia-del-hormigon-mediante-esclerometro-o-indice-de-rebote-1/>
- Sanjuán fernández, C. (2020). Medición de la dureza en materiales. Retrieved October 19, 2018,

from <https://www.patologiasconstruccion.net/2014/11/medicion-de-la-dureza-en-materiales-5-novedades/?register=true>

Segerer, M. (2010). Control y desarrollo de hormigones. Retrieved February 27, 2018, from <https://www.aneic.com.ar/single-post/2014/11/18/LOS-CUÁNDO-POR-QUÉ-Y-CÓMO-DE-LAS-FISURAS-EN-EL-HORMIGÓN-ENDURECIDO-FISURACIÓN-POR-CONTRACCIÓN-TÉRMICA-INICIAL>

Sharma, A., Sharma, S., Sharma, S., & Mukherjee, A. (2018). Investigation of deterioration in corroding reinforced concrete beams using active and passive techniques. *Construction and Building Materials*, *161*, 555–569. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.11.165>

Silva, J. (2018). PROPUESTA METODOLÓGICA PARA LA DETERMINACIÓN EXPERIMENTAL DE LA REACCIÓN ALCALI-SILICE EN AGREGADOS DE ARCILLA TÉRMICAMENTE EXPANDIDA POR MEDIO DE UN NUEVO ENSAYO DE ELECTRO-MIGRACIÓN. *Journal of Chemical Information and Modeling*, *53*(9), 1689–1699. <https://doi.org/10.1017/CBO9781107415324.004>

Sollero, M., & Bolorino, H. (2016). Investigation and diagnosis of a reinforced concrete reservoir with intense crack formation from several sources. *Journal of Building Pathology and Rehabilitation*, *1*(1), 6. <https://doi.org/10.1007/s41024-016-0008-3>

Ta, V.-L., Bonnet, S., Senga Kiese, T., & Ventura, A. (2016). A new meta-model to calculate carbonation front depth within concrete structures. *Construction and Building Materials*, *129*, 172–181. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.10.103>

- Talakokula, V., Bhalla, S., Ball, R. J., Bowen, C. R., Pesce, G. L., Kurchania, R., ... Paine, K. (2016). Diagnosis of carbonation induced corrosion initiation and progression in reinforced concrete structures using piezo-impedance transducers. *Sensors and Actuators A: Physical*, 242, 79–91. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.sna.2016.02.033>
- Toirac Corral, J. (2004). Patología de la construcción : grietas y fisuras en obras de hormigón ; origen y prevención. *Ciencia y Sociedad*, 29(1), 72–114. <https://doi.org/10.22206/cys.2004.v29i1.pp72-114>
- Varios. (n.d.). ¿Cómo hacer una revisión bibliográfica? Retrieved March 16, 2020, from <https://www.scribbr.es/category/revision-bibliografica/>
- Vijay, K., Murmu, M., & Deo, S. V. (2017). Bacteria based self healing concrete – A review. *Construction and Building Materials*, 152, 1008–1014. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.07.040>
- Wikipedia. (2020). Sporosarcina pasteurii - Wikipedia. Retrieved January 17, 2020, from [https://en.wikipedia.org/wiki/Sporosarcina\\_pasteurii](https://en.wikipedia.org/wiki/Sporosarcina_pasteurii)
- Winter, N. (2005). Reacción álcali-sílice en hormigón. Retrieved March 9, 2020, from <https://www.understanding-cement.com/alkali-silica.html>
- Wu, J., & Wu, W. (2010). Study on wireless sensing for monitoring the corrosion of reinforcement in concrete structures. *Measurement*, 43(3), 375–380. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.measurement.2009.12.003>
- Xu, J., & Wang, X. (2018). Self-healing of concrete cracks by use of bacteria-containing low

alkali cementitious material. *Construction and Building Materials*, 167, 1–14.

<https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.02.020>

Yue, Z., Li, J., Shao, W., & Li, L. (2016). Effect of crack opening and recovery on chloride penetration into reinforced concrete hollow piles. *Materials and Structures/Materiaux et Constructions*, 49(8), 3217–3226. <https://doi.org/10.1617/s11527-015-0714-3>

Zaki, A., Chai, H. K., Aggelis, D. G., & Alver, N. (2015, August 5). Non-destructive evaluation for corrosion monitoring in concrete: A review and capability of acoustic emission technique. *Sensors (Switzerland)*. <https://doi.org/10.3390/s150819069>

### **Anexos**

Se anexa borrador de artículo “ESTADO DEL ARTE SOBRE IDENTIFICACION Y TRATAMIENTO DE PATOLOGIAS DEL CONCRETO REFORZADO” para dar cumplimiento al cuarto objetivo específico del proyecto.

# Estado del arte sobre identificación y tratamiento de patologías del concreto reforzado

Karen Dayanna Cuevas Garcés<sup>a</sup>, Yerly Milena Parada Rolón<sup>b</sup>, Jorge Fernando Márquez Peñaranda<sup>c</sup>, Carlos Alexis Bonilla Granados<sup>d</sup>

<sup>a</sup> Candidato Ingeniero Civil, karedayannacg@ufps.edu.co, Universidad Francisco de Paula Santander, Cúcuta, Colombia.

<sup>b</sup> Candidato Ingeniero Civil, yerlymilenaapr@ufps.edu.co, Universidad Francisco de Paula Santander, Cúcuta, Colombia.

<sup>c</sup> IC PhD Msc Esp Jorge Fernando Márquez Peñaranda jorgefernandomp@ufps.edu.co

<sup>d</sup> IC Msc Esp. Carlos Alexis Bonilla Granados carlosalexisbg@ufps.edu.co

## RESUMEN:

El concreto y el acero de refuerzo son los principales materiales utilizados en la construcción, las estructuras de concreto reforzado a menudo están expuestas a ambientes agresivos y a patógenos que reducen su capacidad mecánica y durabilidad, recientemente se han desarrollado técnicas para identificar tempranamente el ataque por patógenos y simulaciones que puedan predecir futuros daños, al igual se ha encontrado diferentes métodos de reparación y prevención, aplicando recubrimiento e inhibidores químicos y minerales, también se han desarrollado con éxito la nanotecnología y el concreto autorreparable.

Palabras Clave: Concreto reforzado, deterioro, identificación prevención.

## I. INTRODUCCIÓN

La falla de las estructuras causada por diferentes patologías es un problema mundial. En el año 2018 el desplome del puente Morandi en la ciudad de Génova (Italia) presentaba graves problemas de corrosión, ya que los tirantes del puente estaban contruados en concreto y no en metal, en los años 60 no se tenía en cuenta que, con las continuas vibraciones del tránsito, el cemento se microgrieta, y deja pasar el aire, que alcanza la estructura interna de metal y la hace oxidar [1]. Del proceso patológico se pueden distinguir tres partes: el origen, la evolución y la parte final.[2]. Algunos de los factores que involucran en el origen de las causas de las patologías son : agentes atmosféricos, mecánicos, químicos, elección de material, la falta de mantenimiento, entre otros, [3] debido a estos factores se presentan patologías como: la corrosión del acero de refuerzo y otros metales incrustados, la reacción de álcali-agregado, la congelación y descongelación, el ataque de sulfato, entre otros [4].

También se presentan daños en el concreto por proceso constructivo como la investigación en una piscina que presentó reacción álcali, debido a que no fue impermeabilizada, por esto el contenido de humedad en el concreto fue alto, que favoreció la propagación de la reacción álcali agregado, además el hipoclorito de sodio utilizado para tratar el agua de la piscina

acelero la reacción del álcali-sílice (ASR), todas las estructuras de los muros y losa del suelo estaban afectadas por la reacción álcali- sílice [5].

La inspección del estado real de una estructura dañada debe ser realizada por personal idóneo, altamente calificado y experimentado. En la literatura se encuentra una gran variedad de ensayos usados para el diagnóstico e identificación de patologías en el concreto como: ensayos destructivos, ensayos no destructivos, ensayos en laboratorio entre otros. Para investigaciones no destructivas, uno de los ensayos a implementar es el radar de penetración terrestre (GPR), sus principales aplicaciones son para la ubicación del refuerzo y para medir el espesor de elementos. La ventaja del GPR en comparación con otras técnicas, es el uso de un medidor de cobertura, su rapidez de medición, que permite cubrir grandes superficies en menos tiempo, sin embargo, la principal desventaja de GPR es la dificultad de evaluar con precisión la profundidad del refuerzo y calibración [6]

Adicionalmente, con el avance tecnológico se ha implementado en los últimos años los modelos matemáticos y la simulación de condiciones patológicas actuales y futuras en las estructuras de concreto. Los sistemas de monitoreo en las estructuras de concreto reforzado también son centro de investigación, ya que proporcionan una detección temprana de corrosión y oportuno mantenimiento o rehabilitación a las mismas.

Se considera la investigación en la prevención/mitigación de la patología, los aglutinantes minerales mezclados con cemento, favorecen la hidratación y las propiedades mecánicas y de durabilidad del concreto, los recubrimientos de película orgánica han sido utilizados en el campo de la protección y durabilidad del concreto, estos generan una capa densa después del endurecimiento, lo que dificulta la difusión de CO<sub>2</sub> en el concreto. Sin embargo, el envejecimiento de los recubrimientos de película orgánica también podría provocar defectos considerables y disminución en la protección del recubrimiento [8], las bacterias también pueden generar beneficios al concreto, usando bacterias sintetizadoras de calcita dentro del concreto para reparar grietas y así impedir mayores daños.[4]

Sin embargo, debido al desconocimiento del fenómeno y el uso de métodos imprecisos, desactualizados en comparación

con las normas y ensayos que rigen a la mayoría de los países desarrollados, ocasiona que la patología se siga presentando con altas pérdidas económicas en cuanto a reparación, considerando que cuando la “enfermedad” es detectada a tiempo, sus medidas de mitigación son sencillas.[9]. El presente trabajo tiene como objetivo revisar el estado de conocimiento de las patologías en el concreto reforzado, y presentar las posibles causas de alteración, reportar información sobre métodos y técnicas de identificación o diagnóstico, y sintetizar las diferentes metodologías o tratamientos de prevención y rehabilitación, enfocado en patologías ocasionadas por entrada de cloruros, corrosión del acero debido a la carbonatación del concreto, degradación del concreto por acción bacteriana, reacción álcali-agregado en el concreto y por cambios físicos y mecánicos por efecto de temperatura.

Se realizó la búsqueda de información en bases de datos y otras fuentes como revistas científicas de acceso libre, con respecto al tema, en la revisión de la literatura se seleccionaron 56 artículos (fig.1), de los cuales 19 corresponden a cambios por temperatura, sin embargo es escasa la información encontrada por reacción álcali agregado. Los países con mayor aporte al tema son Colombia, España y China como se muestra en la fig.2, La cantidad de artículos encontrados en Colombia se debe a que se profundizó en la búsqueda a nivel nacional, encontrando 4 artículos publicados en Universidades de Bogotá, 2 artículos en Medellín, y 1 en Bucaramanga, hallando más información sobre la patología causada por carbonatación en el

concreto reforzado, sin embargo, la mayoría de los estudios no se enfocan en alguna patología en específico sino en el estudio general de la estructura. Se resalta que, aunque España tiene el mayor número de aportes, este no involucró a cada una de las patologías seleccionadas, a diferencia de China, país en donde se hallaron investigaciones en cada una de las patologías mencionadas anteriormente, excepto la reacción álcali agregado.

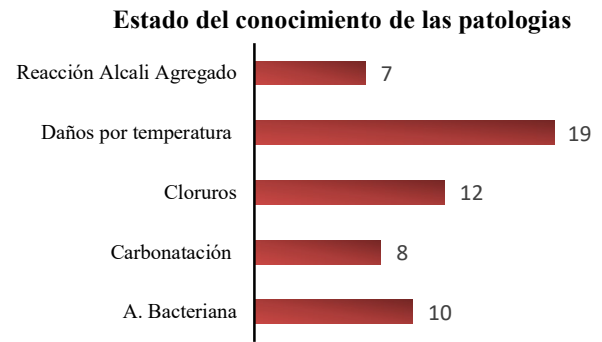


Fig 1. Cantidad de artículos seleccionados por patología.

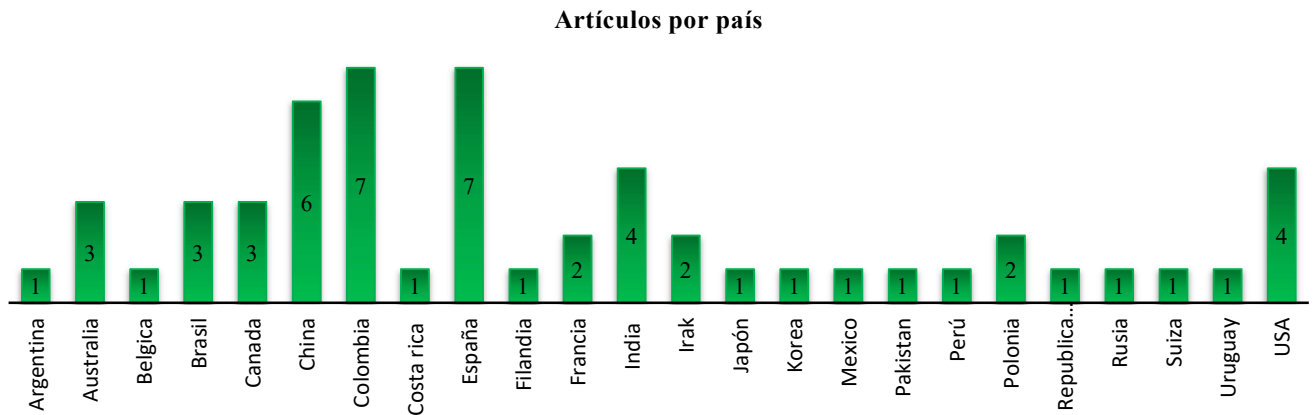


Fig 2. Cantidad de artículos encontrados por país .

## II. CAUSAS

### A. Corrosión del acero por entrada de Cloruros

Cuando la concentración de cloruro alcanza un límite umbral en la superficie del refuerzo se produce despasivación y se inicia la corrosión. Esta entrada de sales a través del concreto depende tanto de su porosidad como de las condiciones ambientales al que está expuesto [10], reduciendo el diámetro inicial y la capacidad mecánica de la barra de refuerzo, provocando fisuras y desprendimientos en el concreto al generarse acumulación de productos de expansión en la interface acero-concreto afectando

la adherencia del concreto al refuerzo.[11].El concreto producido adecuadamente genera protección al acero de refuerzo de la penetración de cloruros, sin embargo, los elementos de concreto sumergidos en el mar, son muy susceptibles a grietas, debido a la fuerza hidrostática y demás causas de deterioro, afectando negativamente la durabilidad de los elementos, siendo un fácil acceso a agentes agresivos, especialmente a iones de cloruro [12].

En un caso particular, la penetración de cloruro en pilotes huecos de concreto reforzado como las pilas huecas que tienen aplicabilidad en la ingeniería oceánica, el concreto agrietado

puede autocurarse, los productos generados de procesos fisicoquímicos y/o mecánicos bloquean las pequeñas grietas, estimando un valor crítico de autocuración de grietas en la superficie externas de aproximadamente 70µm. [13]. En la superficie interna no hay un valor crítico para la autocuración. debido a la forma de la grieta y a las capas de mortero y pasta de cemento que se fracturan con mayor facilidad, por tener poco espesor y baja resistencia. Las grietas de paredes paralelas, se forman en la parte interna por que, en la elaboración de la pila, el concreto es centrifugado quedando capas de pasta de cemento y mortero en el interior, siendo susceptible a formación de grietas que promueven el ingreso de cloruros. En la superficie externa las grietas se generan en forma de V, debido a un solo sustrato sólido, las profundidades de la grieta aumentan a media que aumenta el ancho de grieta, y eventualmente tienden a cero. [13].

### B. Corrosión inducida por Carbonatación

El proceso de carbonatación es un proceso más lento en comparación con la corrosión inducida por cloruro. Los factores que aumentan la tasa de carbonatación son, una alta relación de agua-cemento, bajo contenido de cemento, corto periodo de curado, menor resistencia y concreto poroso, además las altas tasas de carbonatación ocurre cuando la humedad relativa del concreto oscila entre 50% y 75% [14].

Las estructuras de concreto al estar expuesta al CO<sub>2</sub> atmosférico y al agua de lluvia, durante mucho tiempo, y que además presente daños mecánicos, deformación por contracción y mano de obra deficiente, es susceptible a agrietamiento y ataque por carbonato. Formando al interior de las grietas cristales densos de calcita [15]. Con la precipitación de calcita hay posibilidad de autocorrección de las grietas en estructuras de concreto, pero el pH de la calcita debe estar por encima de 11.8, para que el acero de refuerzo se encuentre pasivado [15]. De igual manera unas columnas expuestas a yeso durante 50 años se deterioraron encontrando calcita y la cubierta exterior del concreto era blanda, la composición mostro yeso y calcita, desaparición de portlandita y la mayoría de entrigita era esponjosa, suave, de color atípicamente claro, que se separaba fácilmente de la capa de la cubierta [15].

La ausencia de portlandita significa reducción en la alcalinidad del concreto, por tanto, el bajo valor de pH constituye al ataque del carbonato. El acceso a largo plazo del dióxido de carbono causa que la etringita se vuelva inestable y favorezca la carbonatación. Por consiguiente, se acelera el proceso de deterioro dando como pérdida de dureza y resistencia del concreto [15].

### C. Degradación del concreto por Acción bacteriana

La humedad relativa prominente, la alta concentración de dióxido de carbono, los iones cloruros u otras sales, los sulfatos y las pequeñas cantidades de ácido son factores favorables para el biodeterioro (BD), que ha sido detectado principalmente en sistemas de alcantarillado, tuberías submarinas, muelles de puentes, oleoductos y gasoductos y plataformas marinas [4].

El biodeterioro es poco relevante en análisis estructurales debido a su lenta cinemática y porque rara vez causa falla directa en la estructura [4]. El mecanismo de deterioro del concreto por microorganismo se da deterioro físico, estético y químico, los factores que influyen son la **alcalinidad** del concreto, la humedad relativa, la temperatura y las propiedades del material. [4], esto afecta principalmente la durabilidad del concreto, aumentando costos de mantenimiento y reduciendo la capacidad de los elementos estructurales a largo plazo [16].

En infraestructura hidráulica para agua residual, las bacterias atacan el concreto, generando una capa gelatinosa en la parte seca del tubo, esto es causado por el ácido sulfúrico que disuelve el concreto. En un tubo de drenaje las bacterias reductoras de sulfato (SRB) en ambiente anaerobio utilizan sulfato u otros compuestos de azufre para producir sulfuro de hidrógeno. Parte de los sulfuros disueltos en el torrente del tubo son oxidados a azufre, luego las bacterias oxidantes de azufre (SOB) los oxida en ácido sulfúrico [17]. En mortero de cemento inoculado con cultivos puros de *Acidithiobacillus thiooxidans*, *Halothiobacillus neapolitanus*, y un consorcio de ambas cepas, y expuestos a entornos ricos en H<sub>2</sub>S (ácido sulfhídrico) causa cambios físicos y mecánicos [18] (tabla 1).

Los efectos del biodeterioro en relación entre fuerza y variaciones de peso se manifiestan en mayores pérdidas de peso y menor alteración en la resistencia, causado por la deposición de subproductos del biodeterioro dentro de la matriz del mortero. Debido al ataque bacteriano en las muestras en relación entre porosidad y resistencia, se asocia pérdida lenta de fuerza con mayor ganancia en la porosidad [18].

Tabla 1. Biodeterioro de mortero expuesto a entornos con ácido sulfhídrico [18]

Propiedad	Efecto del H <sub>2</sub> S
Observaciones cualitativas	Manchas de diferentes colores, tonos grises, verdes, bronce y blancos. cristales de etringita,
Variación de peso	Pérdida de peso del peso inicial. consorcio 6.8± 1.4% A. thiooxidans 4.6 ± 1.4% H. neapolitanus 2.4 ± 0.5%
Variación de porosidad	Aumento de la porosidad Consorcio 25% A. thiooxidans 27% H. neapolitanus 22%
Variación de resistencia a la compresión	Reducción de la resistencia Consorcio 52% A. thiooxidans 28% H. neapolitanus 28%

### D. Reacción Álcali – Agregado en el concreto

La reactividad Álcali Agregado (RAA), fundamenta uno de los más serios problemas constructivos en el concreto, por contribuir a la destrucción de su masa. Consiste en un fenómeno que ataca al concreto desde su fabricación. Su aparición es causada por la reacción química entre algunos compuestos de los agregados, los álcalis del cemento (óxido de sodio y óxido



potasio), la presencia de humedad y alteraciones de la temperatura en un indeterminado tiempo. Generándose un gel expansivo que termina por agrietar y finalmente destruir la masa de concreto [19], la temperatura es un factor que influye en la cinética de la reacción y, en particular, se muestra que una temperatura más alta induce una reacción más rápida [20].

Las reacciones expansivas son un fenómeno común en las obras hidráulicas, la presencia de etringita se asocia al ISA (ataque interno de sulfato) y el gel expansivo al RAA (Reacción álcali agregado). Con ambas reacciones conjuntas, predomina la de mayor deformación, la otra solo llenara los vacíos y grietas causados por la reactividad predominante [21]. Los reservorios son estructuras que también se ven afectadas por la reacción álcali agregado, ya que se exponen a un ambiente altamente agresivo por los cambios de temperatura y constante humedad [22]. En un caso particular, en un reservorio de aguas residuales, con presencia de fugas y agrietamiento severo, su deterioro se le atribuyo a la inadecuada selección de los agregados permitiendo reacción del agregado alcalino.

El deterioro del concreto por reacción álcali agregado es lento y a presencia de cuarzo en las fisuraciones y otros efectos de la reacción álcali sílice, hace que estos se desarrollen en un tiempo superior a 5 o 10 años y se extienda durante muchas décadas [22].

#### *E. Cambios físicos y mecánicos por efecto de temperatura*

Las patologías generadas en el concreto por cambios de temperatura obedecen a acciones físicas que afectan las propiedades mecánicas del concreto, estas son causadas por dilatación y contracción, exposición al fuego y ciclos de congelación-descongelación [23][24]. Los elementos de concreto se dilatan a temperaturas altas y se contraen cuando se enfrían, esto se presenta en simples fisuras aproximadamente paralelas entre sí, sin entrecruzamientos y se orientan perpendicularmente a la tensión principal de tracción [25]. [26][27].

La dilatación térmica también es provocada por aumento de temperatura en un elemento estructural con respecto a otro que se encuentra unido [28] [26], la contracción en el concreto crea tensiones debido a la restricción de la sección interior más caliente que la superficie exterior, que no contrae a la misma velocidad que la superficie en presencia de alta temperatura, estas tensiones generadas pueden superar la resistencia a tracción del concreto en edad temprana, generando fisuras en la superficie del elemento [29].

El concreto posee características propias resistentes al fuego, tiene baja conductividad térmica, alta capacidad térmica, no es combustible y no genera emisión de humo o gases tóxicos, sin embargo, expuesto a altas temperaturas se genera degradación de las propiedades de los materiales y desprendimiento [30], debido a que el concreto es un material heterogéneo los componentes no reaccionan de igual forma ante la exposición, la alteración del elemento depende del nivel de temperatura alcanzado, el tiempo de exposición y de la composición del

concreto [27]. A altas temperaturas el concreto reforzado se ve afectado con el comportamiento de los materiales, el acero pierde más capacidad que el concreto, en el momento que el concreto alcanza el 35% de pérdida de resistencia, el acero pretensado ha llegado a pérdidas de capacidad entre 60 y 70% [31].

Los efectos de la temperatura sobre el rendimiento del concreto expuesto a altas temperaturas por incidencia de calor de paneles radiantes ocasiona cambio de color y grietas finas en la superficie del concreto, tiempo después de del calentamiento con flujo de calor incidente de 20, 30 y 40 kW/m<sup>2</sup> surgió agua de la parte superior e inferior de la muestra, el concreto expuesto a alta temperatura no ocasionó desprendimiento significativo debido a la alta resistencia a la compresión (casi 100MPa), el modo de falla fue conos y grietas verticales, pero a temperatura de superiores a 300°C el concreto se rompió por completo en pequeños trozos [30].

Las condiciones extremas de temperatura en el concreto son las expuestas en ambientes con temperatura inferior a 5°C y superior a los 28°C [24]. Las estructuras expuestas a heladas disminuyen la capacidad de servicio y las grietas originadas aceleran otros problemas relacionados con la durabilidad, como la corrosión del acero de refuerzo, la carbonatación, la reacción álcali-sílice y demás patologías a las que queda vulnerable la estructura [32].

El deterioro en el concreto reforzado causado por congelación y descongelación cíclica, se debe a la condición porosa del material de concreto, la micro estructura del concreto es capaz de absorber y retener agua. El agua existente en el sistema de poros se congela, aumentando un 9% su volumen inicial provocando tensión dentro del concreto, por tanto se forman microgrietas que luego absorberán más agua durante la descongelación lo que causa mayor expansión y más grietas en los siguientes ciclos de congelación-descongelación (FTC) [33].

En especímenes de concreto reforzado y concreto pretensado, mostraron diferentes patrones de fallas, aunque están hechos con el mismo concreto, la razón, son diferentes estados de tensión del concreto, en las vigas de concreto pretensado no se presentaron fracturas porque la tensión introducida por las fuerzas externas se superpone a la tensión de tracción inducida por la congelación. El concreto expuesto a congelación y descongelación después de 200 ciclos se observan grietas y aumento del tamaño de los poros en la micro estructura, después de 275 ciclos la estructura del poro falla, a medida que aumentan los FTC la resistencia a la compresión y el módulo de Young disminuyen, y después de 275 FTC ambos disminuyen bruscamente [33].

### III. TÉCNICAS Y PROCEDIMIENTO PARA DIAGNÓSTICO.

#### *A. Identificar corrosión en el acero de refuerzo*

##### *1) Monitoreo*

Los sistemas de monitoreo en las estructuras de concreto reforzado también son centro de investigación, ya que

proporcionan una detección temprana de corrosión y oportuno mantenimiento o rehabilitación a las mismas.

Monitorear la corrosión en concreto reforzado por medio de emisión acústica, es efectivamente debido a que detecta la corrosión que ocurre en tiempo real en la estructura [34]. Del mismo modo, la combinación de la técnica basada en ondas guiadas ultrasónicas activas (UGW) con emisiones acústicas pasivas (AE), monitorea eficientemente las diferentes etapas de la corrosión: el inicio, la propagación y la etapa final de fractura del concreto[35].

- Monitoreo de onda guiada ultrasónica.

Es un método activo porque requiere de excitación externa de una onda en la estructura a ser monitoreada. Para la excitación externa se usaron frecuencias de 0,1 MHz y 1MHz, estos modos fueron seleccionados para que fueran sensibles a la superficie y al núcleo de la barra, y discernir así el inicio y el progreso de la corrosión en la barra del refuerzo en el concreto durante el tiempo de exposición. La onda transmitida cambia la intensidad de la señal debido a la corrosión, si se presentan discontinuidades o picaduras en la barra de refuerzo. El monitoreo UGW capta indirectamente el fenómeno de la corrosión, pero no indica el efecto de la corrosión de las barras de refuerzo en el concreto circundante en términos de micro a macro agrietamiento debido a la corrosión [35].

- Monitoreo de emisiones acústicas

La emisión acústica es una técnica de monitoreo pasiva, involucra el uso de sensores en la estructura sin excitación externa y se escucha los cambios dentro de la estructura con la progresión del daño, la configuración experimental utiliza sensores AE, preamplificadores y filtros. Se sugirieron que los sensores de frecuencia resonante de 7 kHz, 15 kHz, 30 kHz y 60 kHz son adecuados para monitorear las señales AE debido al agrietamiento en el concreto. Para comprender el mecanismo y el efecto de la corrosión inducida por cloruro en el concreto en el monitoreo AE se estudia mediante tres parámetros[35].

- Impactos acumulativos de AE
- Fuerza de señal acumulada
- Parcelas de eventos (Mapas de eventos para niveles de corrosión) AE.

El monitoreo UGW activo capta la corrosión por picaduras en la superficie del acero, pero no indica el efecto de la corrosión de las barras de refuerzo en el concreto circundante. Contrario al monitoreo AE que ubica exactamente las regiones de inicio de la despasivación del acero y la progresión de la corrosión en forma de micro y macro agrietamiento en el concreto circundante. Además la técnica de potencial de media celda, generalmente usada para detectar la corrosión a través de la medición de cambios electroquímicos, está en desventaja frente a la combinación de las técnicas UGW y AE [35].

## 2) Sensores para identificar corrosión en barras de acero

Otro método no destructivo implica mecanismo de los sensores inalámbricos para el monitoreo de la corrosión de refuerzo en tiempo real basados en tecnología de radiofrecuencia, que permite estar libres de una fuente de

alimentación interna, transmitiendo la señal de corrosión del refuerzo de adentro hacia afuera [36]. Un circuito LC con sensor es sellado e introducido en el concreto, excepto el cable de acero (K) el cual se encuentra incrustado en el concreto cerca del refuerzo a monitorear. El lector se halla fijo a la superficie de la estructura de concreto, cuando el refuerzo en el concreto este corroído, el alambre de acero (K) también será corroído y se romperá causando un cambio en la frecuencia de resonancia del sensor [36].

Para determinar el estado del cable de acero se hace la medición de la frecuencia de resonancia mediante la curva característica de frecuencia de fase de la impedancia y se determina de acuerdo con la caída en la curva de voltaje. Los autores observaron que en algunos sensores no se evidenció la caída de voltaje, y expusieron que esto se debe a la “zona de transición”, en donde el descenso de la curva disminuye con el aumento de la resistencia del cable de acero y la frecuencia de resonancia no se puede medir. Con el fin de resolver la falta de señal durante la zona de transición se reemplazaron el cable de acero por un interruptor de resorte, con un interruptor en el sensor solo se puede indicar si el cable de acero se rompe o no, controlando dos estados de corrosión del refuerzo, obteniendo resultados positivos [36].

Una técnica de impedancia electromagnética, involucran sensores piezoeléctricos de titanato de circonato de plomo (PZT) unidos a las superficies de las barras de refuerzo para adquirir los parámetros de ESP (parámetro de rigidez equivalente) y EMP (parámetro de masa equivalente), para estimar la corrosión [14] A través de un proceso computacional se obtienen los parámetros estructurales equivalentes del espectro de impedancia y la variación de ESP obtenidos por medio de los sensores en las estructuras durante el periodo de carbonatación. El ESP da indicaciones confiables de los cambios que ocurren durante el proceso de carbonatación, los valores de ESP indica que la corrosión está en la fase de propagación y se constató con los hallazgos microscópicos, lo cual indica la validez del método no destructivo [14].

## 3) Estudios electroquímicos.

Un método de evaluación de la corrosión del acero en concreto expuesto a carbonatación [37], implica estudio electroquímico que incluye técnicas:

- Potencial de corrosión ( $E_{corr}$ ).
- Resistencia lineal a la polarización (LPR).
- Técnica de pulso galvanostático

La tabla 2. Muestra los resultados de la evaluación de la corrosión del acero en concreto expuesto a carbonatación mediante las técnicas anteriormente mencionadas.

En conclusión, los concretos de activación alcalina (AAS) con refuerzo presentan un comportamiento promedio más bajo en las mediciones de potencial de reposo: resistencia a la polarización ( $R_p$ ) con la técnica LPR, resistencia óhmica en el ambiente  $CO_2$  y resistencia a la polarización ( $R_p$ ) con la técnica GPT. Las tres técnicas coinciden en que el tiempo es

significativo, así como también las interacciones con el cementante y las condiciones ambientales. [37].

En la literatura se encontró métodos para diagnosticar la carbonatación en el concreto que, comúnmente usan pruebas de fenoltaleína para identificación de zonas carbonatadas en estructuras de concreto.

Tabla 2. Resultados de ensayo electroquímico. [37]

Técnica de diagnóstico de daños	Resultados
Potencial de corrosión (Ecorr). ASTM C876,	Las probetas AAS y OPC expuestas al ambiente natural (AN) presentaron un comportamiento pasivo. Para las probetas AAS expuestas a un medio de carbonatación acelerada (CA), se presentó corrosión activa a las 350 horas de exposición y se estabilizó a partir de las 700 horas y las probetas OPC presentó corrosión activa después de aumentar el nivel de CO <sub>2</sub> , a las 2600 horas
Resistencia lineal a la polarización (LPR).	Las medidas en las probetas OPC expuestas a (CA), mostraron una tendencia creciente hasta las 1750 horas, donde alcanzó un valor de 283.22 KΩ/cm <sup>2</sup> , a las 2600 horas ocurre un decaimiento brusco alcanzando un valor de 47,64 KΩ/cm <sup>2</sup> . Este valor es mayor al hallado en el concreto AAS, cuando alcanza el 100 % de carbonatación. En el concreto AAS y OPC en AN tienen una tendencia creciente en función del tiempo de exposición
Técnica de pulso galvanostático (GPT).	En el concreto AAS en condición de CA la tendencia es a reducir su valor de resistencia a la polarización a medida que avanza el proceso de carbonatación. Para los concretos de AAS se encontró que la resistencia óhmica del concreto es mayor que las halladas en OPC cuando están sometidos a AN,

El desempeño de diferentes pruebas no destructivas se evaluó en la detección de daños en losas fabricadas con defectos inducidos que originan daños como corrosión del acero. Con los resultados los autores consideran que la prueba de Potencial de media celda (HCP) es la más precisa para la detección de cloruros [40], pero esta en desventaja frente a la combinación de las técnicas UGW y AE.

## B. Análisis de propiedades mecánicas

### 1) Métodos destructivos

Tradicionalmente, los métodos de evaluación de daños en estructuras post-incendio consiste en métodos no destructivos y destructivos, la primera fase de evaluación consiste en inspección visual y ensayos in-situ como la velocidad de ultrasonidos, en una segunda fase se extraen núcleos de concreto y probetas del acero de refuerzo de las estructuras, estas son probadas en el laboratorio, con las pruebas de resistencia mecánica se identifican las propiedades mecánicas del concreto y del acero, y para identificar las transformaciones químicas de la pasta de cemento y los áridos, es necesario realizar ensayo de análisis térmico diferencial/ termogravimetría (ATD/TG), microscopía SEM, microdureza y medición de porosidad [44], sin embargo, los ensayos destructivos agregan mayor desestabilidad al elemento estructural en estudio

### 2) Microanálisis

Un método eficiente capaz de evaluar el daño en estructuras de concreto reforzado expuestas a altas temperaturas sin

adicionar más daño a la estructura, consiste en realizar análisis micro mecánico del concreto y del acero de refuerzo por medio de indentación de micro muestras expuestas a altas temperaturas, a partir de las propiedades micromecánicas se obtienen las propiedades macroescalares usando una técnica autoconsistente o de homogenización de datos [45] [46].

### C. Ensayos para la reactividad de los agregados

Una metodológica para la determinación experimental de la reacción álcali sílice en agregados reactivos (F) y no reactivos (G) es por medio de la modificación del ensayo ASTM C1260, que utiliza la difusión como mecanismo fundamental para la incorporación de álcalis dentro del mortero, incrementando la difusividad al calentar simultáneamente los especímenes y la solución externa. Las técnicas de migración electroquímica, en general, se utilizan para transportar iones (conducción iónica) o para transportar nano partículas (electroforesis) dentro de la fase acuosa del concreto.[43]. En este caso, se utilizó la conducción iónica, para introducir álcalis (Na<sup>+</sup> y K<sup>+</sup>) en la solución de poros de las probetas de la ASTM C1260.

Los autores plantearon incorporar esta etapa en medio de las dos etapas fundamentales del ensayo tradicional: el curado a alta temperatura y la inmersión en solución alcalina. Con la penetración de los iones (Na<sup>+</sup> y K<sup>+</sup>) dentro del mortero, se busca alterar la solución de poros en un tiempo menor en el que se logra con el ensayo tradicional ASTM C1260. Las curvas de expansión de los ensayos que fueron modificados, no sobrepasan la curva del ensayo tradicional ASTM C1260 de referencia (F1). El autor expresa que esto puede deberse a varios factores, entre ellos, al bajo coeficiente de difusión, también, es posible que los tiempos y voltajes suministrados no sean los más adecuados. Por esta razón, decidió adoptar otras condiciones para un nuevo ensayo. Los ensayos modificados lograron aumentar la tasa de expansión en los ensayos modificados frente a la referencia F1, el autor supone que el aumento de la alcalinidad en la solución de poros de las probetas se incrementó con el procedimiento electroquímico antes de sumergir las probetas en la solución alcalina en caliente [43].

Es posible aumentar con la electroquímica la alcalinidad de la solución de poros de las probetas. Sin embargo, no fue posible acortar el tiempo total para el diagnóstico de la reacción frente al ensayo C1260 original. En este orden de ideas, la alta temperatura es más eficiente que la electroquímica a la hora de introducir álcalis dentro de las muestras [43].

Los desechos de una estructura original se pueden usar como agregado de concreto reciclado (RCA) para construir nuevas estructuras. En este caso, si la estructura original fue afectada por ASR, la estructura nueva puede heredar la misma condición, a partir de la sílice reactiva latente que permanece en el material original. la efectividad de la prueba acelerada de barra de mortero (AMBT) y la Prueba de Microbarras de Concreto (CMBT) estudiadas para la evaluación de la reactividad de álcali sílice de los agregados de concreto reciclado (RCA) [7]

En los resultados en la prueba AMBT se observan las muestras de barras de mortero con 100% de RCA con un nivel

de expansión similar al del agregado virgen, excepto los agregados de Springhill donde las muestras de 100% de RCA mostraron una expansión de 0.36% y la del agregado virgen muestra una expansión de 0.46%. El efecto del lavado de los agregados RCA reduce la expansión. Los resultados muestran que la diferencia entre las expansiones de las muestras lavadas y no lavadas es de 0,046 puntos porcentuales., es decir, que el lavado del agregado tiene un efecto sobre la expansión más allá de la variación dentro de la prueba. La razón de la gran expansión de la muestra sin lavar podría deberse a un menor contenido de álcali en RCA lavada, ya que el proceso de lavado puede lixiviar los álcalis de la muestra [7].

Por otra parte, para la evaluación de RCA utilizando la prueba CMBT, se corrigió el contenido de agua de la mezcla para la absorción del RCA. Los autores compararon los resultados obtenidos a partir del agregado virgen utilizado en los RCA, del estudio de Grattan-Bellew. A diferencia del AMBT, el CMBT indica que es probable que los agregados de Potsdam RCA cause expansión, ya que su valor de expansión excedió el límite de expansión del 0,04% propuesto por Grattan-Bellew para el agregado no calcáreo, los autores (Johnson & Shehata, 2016) consideran que esta es una ventaja importante de CMBT sobre AMBT ya que este último no es capaz de evaluar la reactividad de algunos tipos de areniscas como Potsdam. También, se observó que para los agregados de Springhill y Potsdam, la expansión de las muestras con RCA a los 28 días fue similar a la de los agregados vírgenes a los 30 días, según lo probado por Grattan-Bellew. Esto sugiere que la reactividad de algunos RCA puede alcanzar la del agregado original utilizado en el hormigón viejo [7].

#### *D. Modelos de elementos finitos y matemáticos*

##### *1) Modelos matemáticos*

Un meta-modelo es eficiente y sencillo para calcular la profundidad del frente de carbonatación dentro de estructuras de concreto, se proporciona un modelo general que tiene en cuenta varios parámetros tanto del material, tecnológicos y ambientales y está basado en la solución analítica de la primera ley de Fick, este se desarrolla a partir de varios modelos, como mejora de las relaciones de modelos ya existentes El sistema de ecuaciones del meta modelo se encuentra en [47].

Hipótesis de base del meta-modelo [47].

- La carbonatación se modela como un frente de carbonatación fuerte que se mueve hacia dentro.
- La carbonatación se controla mediante la difusión de CO<sub>2</sub> en estado estacionario, es decir, la reacción del CO<sub>2</sub> disuelto es mucho más rápida que el proceso de difusión de CO<sub>2</sub>
- La cantidad de CO<sub>2</sub> absorbida por volumen de concreto se determina como la cantidad requerida de gas CO<sub>2</sub> para fabricar concreto completamente carbonatado, es decir, se usa solo para condiciones de carbonatación natural y no para entornos de prueba acelerados

##### *2) Modelado para heladas*

Se encontró un modelo de zona cohesiva combinado con imagen de CT de rayos x y simulación a microescala, el cual fue eficiente para caracterizar el efecto del daño microestructural producido por acciones de congelación-descongelación en el concreto [48].

Se realizaron dos modelos de simulación, con y sin microgrietas iniciales, en ambos modelos con igual distribución de los agregados y vacíos. En modelo con inclusión de microgrietas iniciales, los valores de carga máxima y energía de fractura se diferencian entre sí y disminuyen cuando aumentaron el número de ciclos de congelación-descongelación. En comparación de los dos modelos de simulación, se demostró que la simulación que no considero las microgrietas iniciales no fue capaz de pronosticar el efecto del daño acumulado por los ciclos de congelación- descongelación [48].

A diferencia a la simulación anterior se realizó una simulación a escalas múltiples del daño de congelación-descongelación en columnas de concreto reforzado. El modelo es capaz de simular el mecanismo del material y como afectara la mecánica de la estructura, así mismo la simulación desarrollada puede utilizarse en diferentes concretos reforzados con diferentes tamaños, formas y condiciones ambientales [32].

En el sistema de simulación de elementos finitos se incluyen modelos termodinámicos y modelos poro-mecánicos, el equilibrio termodinámico a microescala de la formación de hielo se considera en función de la estructura y distribución de tamaño de los poros simulados, el enfoque poro-mecánico de mesoescala es para asociar el cambio micro-físico con las respuestas mecánicas no lineales de macroescala, a razón que la presión de poro y el flujo de poro líquido influyen en la deformación mecánica y en el agrietamiento [32].

El daño por heladas no es uniforme en las estructuras de RC, este varía de un lugar a otro dependiendo de la ubicación en particular de la temperatura más baja, dependiendo de la disposición del acero de refuerzo y a la microestructura del concreto, tras los ciclos de congelación-descongelación los daños se acumulan, todas las esquinas, bordes, superficies y el centro interno de la columna de concreto, se expandirán continuamente, aunque la expansión interna del núcleo está restringida por el estribo, en particular en las esquinas de los estribos, por consiguiente el estribo se deforma por el concreto interno expandido, y la cubierta de concreto cerca al centro se expandirá más para luego producir desprendimientos [32]. En la simulación también se incluyó carga cíclica horizontal para simular el comportamiento sísmico de columnas afectadas por congelación y descongelación y caracterizar las fuerzas de restauración de las columnas de concreto reforzado. las fallas simuladas concuerdan con fallas de flexión típica de concreto expuesto a FTC [32].

##### *3) Procesamiento de imágenes*

Un algoritmo de procesamiento de imágenes detecta regiones de carbonatación en concreto reforzado rociado con fenolftaleína [38]. El algoritmo se validó realizando pruebas en varias imágenes seccionales de concreto reforzado rociado con fenolftaleína y comparando los resultados con literatura encontrada, el algoritmo de procesamiento de imágenes es

capaz de detectar con precisión las regiones de concreto carbonatado, sin embargo, se observó que puede proporcionar resultados erróneos en casos donde, agregados con color similar a la pasta de cemento, se encuentren en el límite entre una región carbonatada y una región no carbonatada asumiéndolos como área carbonatada [39].

#### 4) Modelado de reacciones RAA

Se desarrollo un modelo de elementos finitos 3D para estudiar una presa completa y un modelo 2D para evaluar específicamente el comportamiento de una muestra específica (bloque 5). para validar la hipótesis de una combinación de reacciones químicas (AAR y AIS) sobre una presa de concreto reforzado que presenta grietas y desplazamientos [21]. Adicionalmente, el modelado de reacciones químicas requiere considerar los procesos de transporte involucrados, lo que conduce a sistemas de difusión de reacción. El análisis no lineal del bloque 5 presenta dos situaciones: En el primero, la deformación se debe principalmente a las reacciones más expansivas y la segunda situación asume que las deformaciones son la superposición de ambas reacciones. En el caso de la primera hipótesis, el desplazamiento producido por el modelo alcanza valores cercanos a los desplazamientos reales. Los resultados también revelan que los valores generados por el modelo son consistentes con los desplazamientos verticales medidos. De esta forma, el modelo numérico arroja resultados que son consistentes con el diagnóstico de un efecto combinado de un AAR que afecta a la presa a nivel mundial y un ISA localizado cerca de la cara posterior [21].

#### E. Espectroscopia infrarroja

La técnica espectroscopia infrarroja por transformada de Fourier (FTIR) logra identificar satisfactoriamente la degradación del concreto, considerándose como un método preciso, rápido y económico para investigar el ataque de sulfato. Por medio del diagnóstico que genera el método se puede tratar el biodeterioro en el concreto para evitar mayor extensión del daño [41]. El fundamento de la espectroscopia es la absorción de la radiación infrarroja por las moléculas, estas comienzan a vibrar de una determinada manera debido a la energía que suministra la luz infrarroja, al activarse, provocan la absorción de una determinada longitud de onda en la zona del espectro electromagnético correspondiente al infrarrojo. así, por medio de análisis de las longitudes de ondas absorbidas por el material, se detectan las moléculas presentes [42]. La asignación de las bandas del infrarrojo se encuentra en [41].

### IV. PREVENCIÓN, REHABILITACIÓN Y MANTENIMIENTO.

#### A. Aglutinantes minerales en el concreto reforzado.

Cada vez se considera más la investigación de aglutinantes minerales mezclados con cemento, debido a las sinergias encontradas que favorecen la hidratación y las propiedades mecánicas y de durabilidad del concreto. En la tabla 3 se presentan alternativas de concreto con aditivos minerales para disminuir el efecto de los patógenos.

#### B. Inhibidores

##### 1) Inhibidor de corrosión del acero por cloruros

El rendimiento de especímenes de concreto con inhibidores de corrosión como el caltite, el nitrato de calcio y un inhibidor de corrosión migratoria, expuestos a zonas de marea, salpicadura y zona atmosférica del mar, se evaluaron mediante perfiles de cloruros y resistencia de Polarización Lineal, la inclusión de inhibidores de corrosión es poco beneficioso para el acero de refuerzo con profundidades inferiores a 25.4 mm, sin embargo, disminuyen la velocidad de corrosión en las mezclas con inhibidores a profundidades de refuerzo mayores de 25.4 mm.[10]. Además al adicionar 10% de microsilíce en la mezcla del concreto mejora en la prevención de corrosión del acero [11], pero a largo plazo el inhibidor Ferro Gard 901 de Sika a base de alconolamina, es eficiente como inhibidor de corrosión de estructuras expuestas a cloruros, en especímenes de prueba, en el concreto de ordinario la corrosión inicia después de aproximadamente 8 a 9 años de exposición a una profundidad de 1.5cm, después de 18 años el acero en el concreto con el inhibidor no presento corrosión, por tanto, el inhibidor aumenta el doble de tiempo el inicio de la corrosión. [53]

##### 2) Inhibidor corrosión del refuerzo por carbonatación

Para aliviar la corrosión del refuerzo causado por la carbonatación, la técnica EII (inyección de inhibidor electroquímico) acelera el transporte de etanolamina a una estructura de concreto parcialmente carbonatada, la técnica EII implica el paso de una corriente constante de densidad alta durante un periodo de varios días entre un cátodo de acero incrustado y un ánodo colocado dentro de una solución acuosa con inhibidor de corrosión en contacto con la superficie externa del concreto carbonatado, después del tratamiento en áreas no tratadas a 30 y 120 cm de distancia del límite del área tratada, el acero embebido mostro una tendencia similar en el cambio negativo del potencial de acero, además su aplicación es complicada, por eso se considera que el método tiene poca ventaja [54].

##### 3) Bactericidas

Los bactericidas como el bromuro de sodio, tungstato de sodio, oxido de zinc, ftalocianina de cobre y cloruro de dodecil dimetil se evaluaron como prevención del ataque de microorganismos en el concreto, al agregar el bactericida en el agua residual la cantidad de población microbiana se redujo, viéndose el mayor efecto en el agua residual con ftalocinina de cobre, que solo fue el 17.4% de la muestra de referencia sin bactericida. La especie microbiana de la muestra con tungstato de sodio fue mayor que la muestra de referencia, debido a que es un bactericida y un catalizador al mismo tiempo.

La mejor tasa de esterilización fue en la muestra que contenía ftalocianina de cobre, el peor desempeño de los bactericidas en estudio fue el tungstato de sodio y las tasas de retención de bactericidas en las muestras después de 120 días sumergidas en agua residual artificial fueron, Ftalocianina de cobre 99,94%, Oxido de zinc 99,4%, Cloruro de dodecil dimetil bencilamonio 97.43%, Tungstato de sodio 92.00%, Bromuro de sodio 87.14%.

Tabla 3. Adición de minerales en el concreto

Método	Material de adición	Observación	Referencia
Concreto para inhibir la entrada de cloruros	Ceniza volante	Las mezclas de cemento con ceniza volante y escoria son eficaces como métodos de mitigación de corrosión del acero, sus altas capacidades de unión dan concentraciones de superficie más altas, y reduce la concentración de cloruro libre cerca del acero de refuerzo.	[10]
	Humo de sílice	El rendimiento del humo de sílice es similar al del OPC en los coeficientes de difusión y ligeramente menores en las tasas de corrosión, calculados en la prueba de perfil de cloruro.	[10]
	concreto ternario SL (64% cemento, 6% piedra caliza y 30% escoria de alto homo)	Una barra de acero con recubrimiento de zinc de $229 \pm 37 \mu\text{m}$ de espesor incrustada en concreto OPC (100% cemento) y en concreto ternario SL. El concreto ternario retrasa la entrada de cloruros, pero la zona de transición interfacial es más débil por consiguiente mayores pérdidas del revestimiento, aun cuando la cantidad de cloruros acumulados al nivel de la barra de refuerzo galvanizada es menor que en el concreto OPC, es recomendable emplear refuerzo galvanizado con concreto OPC.	[49].
Concreto para prevenir la carbonatación	Ceniza volante	Al remplazar o adicionar 10% y 30% (en masa de cemento) de ceniza volante en la mezcla de concreto se genera reducción del suministro alcalino, aumenta la velocidad de carbonatación y se disminuye la resistencia a compresión a los 28 días	[50]
Concreto resistente a la reacción álcali sílice	Ceniza volante	La adición de 15% de ceniza volante a la mezcla de concreto mitiga la reacción álcali sílice, la ceniza volante tiene efecto sobre el coeficiente de difusión de los álcalis. Dado que el uso de la ceniza volante reduce significativamente el tamaño de los poros debido a su finura y a la activación puzolánica generada por la alta temperatura, de esta forma la difusividad se ve reducida en gran medida, reduciendo también la migración de álcalis desde el exterior	[43]
	Ceniza volante	Mezcla con 20%, 30%, 40% y 43% de reemplazo de cementante por ceniza volante es efectivo como mecanismo de mitigación del efecto de reactividad álcali sílice	[19]
	Humo de sílice	emplear humo de sílice en la mezcla de concreto reduce la expansión, dado que se compone principalmente de óxidos de sílice amorfos, estos reaccionan con los álcalis disponibles, formando silicatos alcalinos, haciendo que el pH de la solución de poros se reduzca. Además, el humo de sílice también reduce la permeabilidad	[43]
	Humo de sílice	En agregados altamente reactivos la adición de humo de sílice no inhibe el problema y por el contrario se mantiene en expansión.	[19]
	Piedra caliza	El relleno de piedra caliza no redujo significativamente los efectos de ASR, en general, se puede considerar que la serie con relleno de piedra caliza y la serie de referencia son equivalentes	[51]
	Ceniza de cáscara de arroz	La ceniza de cáscara de arroz había demostrado actividad puzolánica en pruebas de puzolanidad, pero en la prueba de ASR tuvo un aumento de la expansión	[51]
	Material cerámico	la adición de cerámica roja - En el caso de los materiales cerámicos, los valores de expansión por ASR, en todos los casos, fueron superiores a los presentados por la serie de referencia, lo que indica que no se recomienda usar este material en concretos utilizados junto con el agregado reactivo.	[51]
Concreto resistente a ciclos de congelación-descongelación	Cemento portland sin aditivos minerales y cemento de escoria. La mezcla de concreto se reforzo con fibra de acero	La introducción del refuerzo disperso mejora la estructura de poros de la matriz del concreto y da como resultado menos permeabilidad. Al adicionar escoria se redujo el tamaño de poro promedio, el concreto más resistente a las heladas fue el concreto reforzado con acero y con 50% de contenido de escoria	[52]

De los cinco inhibidores la ftalocianina de cobre es un tipo de bactericida eficiente para prevenir la corrosión bacteriana en el concreto expuesto a aguas residuales [8]. A pesar de su mejora en la resistencia al bideterioro, la efectividad de los inhibidores es temporales y en altas proporciones que pueden afectar las propiedades estructurales del concreto, otra desventaja son los altos costos económicos y ambientales [4].

Otra alternativa, consiste en usar nanotecnología para prevención/ mitigación de BD. Los nanomateriales como nanopartículas de  $\text{TiO}_2$  (Titania) y nanoplata se aplican para la protección de materiales de construcción, la disminución del tamaño de partícula a escala nanométrica aumenta significativamente la relación superficie-volumen y por tanto da como resultado propiedades antimicrobianas, estas causan daño

a los microorganismos en la membrana celular por contacto directo con las nanopartículas. La liberación de nanomateriales presenta riesgo potencial para la salud humana y ambiental [4]. Las nanopartículas deben ser estables para evitar la agregación, y garantizar un rendimiento constante a largo plazo ya que influye en la actividad antibacteriana de NP (nanopartículas) afectando el área de superficie de exposición. Se analizaron las nanopartículas de óxido de zinc y plata en bacterias como la *Bacillus cereus*, una bacteria gram positiva (capa gruesa de peptidoglicano en la pared celular) y la *Escherichia coli*, una bacteria gram negativa (capa delgada de peptidoglicano). Se evidencian mayor inhibición del crecimiento en presencia de NP de Ag, *B. cereus* muestra mayor resistencia contra las nanopartículas de plata que el *E. coli*, la eficiencia de las nanopartículas de plata se le atribuye a su menor tamaño de partícula, en NP ZnO, se notó que la eficiencia del inhibidor disminuye a medida que la densidad de las células bacterianas aumentaba en la superficie. Se logra inhibir completamente el crecimiento de *E. coli* y más del 60% de inhibición de *B. cereus* en presencia de nanopartículas de plata a una dosis del 0.5% en peso de cemento.[55].

#### C. Utilización de polímero como reparación o prevención

Los elementos de concreto reforzado que están deteriorados por exposición a ambientes severos, necesitan una reparación resistente a la corrosión, una técnica consta de la utilización de concreto de geopolímero reforzado con fibra de alcohol polivinílico como revestimiento o reemplazando la cubierta del concreto en el elemento. La aplicación del concreto con fibra de geopolímero (FRGC) ofrece una mejor resistencia a la corrosión, mejora el rendimiento de los elementos y logra tener buenas condiciones de interfaz entre la capa de concreto nuevo y el concreto existente [56]. Además, los elementos de concreto afectados por altas temperaturas pueden recuperar la resistencia a la compresión y la resistencia a la tracción, usando una envoltura de CFRP (polímero reforzado con fibra de carbono), y también reduce el costo final del proyecto de restauración / fortalecimiento. [57]

Los refuerzos con compuestos TRM (mortero reforzado textil) y FRP (polímero reforzado con fibra) expuestas a altas temperaturas, se evaluaron para mejorar la capacidad de flexión en vigas RC y discernir el material que mejora las propiedades mecánicas del concreto reforzado. El material de refuerzo externo fue textiles de carbono (seco y recubierto), textil de fibra de basalto (recubierto) y textil de fibra de vidrio (seco), el material de unión para muestras con refuerzo TRM fue una mezcla 8:1 de cemento y polímeros, en vigas reforzadas con FRP el material adhesivo fue una resina epoxi. El refuerzo se aplicó en la parte inferior de las vigas. A temperatura ambiente las muestras reforzadas con FRP fallaron por flexión, a temperatura de 150°C las vigas reforzadas con FRP fallaron por flexión y se generó falla por el adhesivo en la interfaz concreto-resina, la efectividad del refuerzo FRP para aumentar la capacidad de flexión de las vigas se redujo en un 90% a 150°C de la temperatura ambiente. En comparación, las vigas reforzadas con TRM tuvieron mejor rendimiento, la efectividad

del refuerzo TRM a 150°C se redujo a 45% con respecto al rendimiento a 20°C. Al aumentar el número de capas TRM se mejora la capacidad de flexión de las vigas a altas temperaturas, pero el modo de falla se altera con el incremento, causando deslizamiento local de la fibra al desacoplamiento del TRM con cubierta de concreto. Mientras que en FRP es nulo el aumento de efectividad de la flexión en las vigas con el aumento de número de capas. No se recomienda usar FRP como refuerzo de flexión cuando las vigas se exponen a altas temperaturas, por otro lado el TRM presentó fallo por desunión en altas temperaturas, se requieren más datos experimentales para sugerir un modelo de diseño que tenga en cuenta las diferentes temperaturas y los modos de falla presentados en las vigas reforzadas con TRM.[58].

#### D. Recubrimiento o selladores de superficies

Los recubrimientos de película orgánica han sido utilizados en el campo de la protección y durabilidad del concreto, estos generan una capa densa después del endurecimiento, lo que dificulta la difusión de CO<sub>2</sub> en el concreto. Sin embargo, el envejecimiento de los recubrimientos de película orgánica también podría provocar defectos considerables y disminución en la protección del recubrimiento [59]. Los recubrimientos de película orgánica mejoran la resistencia a la carbonatación del concreto, pero es importante su espesor debido a que este disminuye con el envejecimiento, por tal la protección del concreto a la carbonatación disminuye gradualmente hasta llegar a cero. Los recubrimientos de pinturas orgánicas Epoxi (EP), Poliuretano (PU) y caucho clorado (CR), aplicadas en una dosificación de 180 g/m<sup>2</sup>, 150 g/m<sup>2</sup> y 150 g/m<sup>2</sup> respectivamente, antes del envejecimiento se redujeron en un 60.6%, 64.5% y 60.6%, y después de un año se redujeron a 29.1 %, 43.3 % y 9.4 %, respectivamente[59]. Los materiales como polímeros basados en poliéster, epoxi, epoxi reforzado con fibra de vidrio, epoxi y poliuretano, poliuretano, epoxi mezclado con óxido cuproso y óxido de plata, y el recubrimiento que contiene epoxi que contiene zeolitas de Plata, son utilizados como recubrimientos eficientes para proteger las estructuras de concreto expuestas al biodeterio [4].

#### E. Disposición del Acero de refuerzo

Se han explorado varios métodos de protección, unas de las tecnologías de prevención es galvanizar la superficie del acero o cambiar el refuerzo por acero inoxidable. La galvanización confiere una mayor resistencia a la corrosión del refuerzo en presencia de cloruros que el acero desnudo, además los productos de corrosión generados son menos voluminosos que el del refuerzo tradicional. Sin embargo, hay factores que influyen en el rendimiento de la corrosión del revestimiento galvanizado, como la estructura del recubrimiento galvanizado, la humedad del concreto o el tipo de cemento [49] El uso de refuerzo lateral aumenta la capacidad local de tracción en el concreto, confinando el hielo expandido y controlando la apertura de la grieta por absorción de agua, pero este efecto no es proporcional a la relación de refuerzo por volumen. [32]

## F. Concreto autorreparable

En otro orden de ideas, las bacterias pueden generar beneficios al concreto, usando bacterias sintetizadoras de calcita dentro del concreto para reparar grietas y así impedir mayores daños [60]. La bacteria *Sporosarcina pasteurii* que, con una fuente de calcio y urea esta es capaz de precipitar calcita y solidificar arena, aunque la bacteria es alcalina con formación de esporas sigue siendo vulnerable al ambiente altamente alcalino del concreto, un encapsulado de las bacterias mediante el uso de cemento de sulfoaluminato de calcio con adición de 20% de humo de sílice, es un soporte de baja alcalinidad efectivo para preservar la actividad bacteriana, dentro del encapsulado de las esporas se incluyen los nutrientes que son esenciales para la germinación de las esporas, debido a que son materiales orgánicos aplicados directamente en el concreto ocasiona pérdida de resistencia. La aparición de grietas en el concreto es autocurada en 28 días, alcanzando cierre cercano al 100% de grietas hasta 417 $\mu$ m de espesor en concreto microbiano [61]

La adición de bacterias en el concreto de cascara de arroz puede aumentar las propiedades de resistencia debido a la precipitación de calcita en todas las edades del concreto reforzado, la resistencia del concreto de ceniza volante se puede aumentar agregando la bacteria *Sporosarcina Pasteurii* la cual reduce la porosidad y la permeabilidad. La precipitación de calcita en las muestras de concreto por encapsulación de hidrogel, capsulas y sistemas vasculares parecen ser viables para la auto curación del concreto. El uso de *Sporosarcina Pasteurii* y *Bacillus Subtilis* reduce la penetración del cloruro en el concreto; también mejora la tendencia de reducción de masa del concreto expuesto al sulfato. A razón de los beneficios del concreto microbiano se considera como un concreto alternativo y de alta calidad, rentable y respetuoso con el medio ambiente [62].

## V. CONCLUSIONES

- La búsqueda de estudios sobre patologías a nivel mundial en la presente investigación indicó a España como el país con más aportes, además se encontro investigaciones realizadas en China de cada una de las patologías expuestas en este proyecto. En el estado actual del conocimiento de las patologías en Colombia, se ha realizado investigaciones mayormente respecto a carbonatación en el concreto, pero la mayoría de los estudios encontrados no se enfocan en alguna patología en especifica. A nivel mundial se encontró mayor investigación en patologías originadas por cambios de temperatura y poco estudio en la reacción álcali agregado.
- El inicio de un tipo de patología en la estructura de concreto reforzado disminuye la capacidad de la estructura y puede originar el inicio de otras, como lo son las grietas originadas por heladas que aceleran otros problemas relacionados con la durabilidad, como la corrosión del acero de refuerzo, la carbonatación, la reacción álcali-sílice y demás patologías a las que queda vulnerable la estructura.

- En algunas investigaciones se considera la carbonatación como deterioro del concreto y su efecto dañino para el acero de refuerzo, pero en condiciones adecuadas es una buena estrategia para sanar pequeñas grietas en el concreto.
- En la actualidad la implementación de modelos matemáticos y simulaciones de las condiciones actuales y futuras de patologías en estructuras de concreto reforzado se usan con más frecuencia en las investigaciones de diagnóstico e identificaciones de patologías. También se utilizan como técnicas de evaluación en el estudio de inhibidores como método de prevención.
- La adición de ceniza volante en las mezclas de concreto resulto poco beneficiosa en lograr la disminución de velocidad de corrosión por cloruros y la velocidad de carbonatación. Sin embargo, la ceniza volante Termotasajero (clase F) mostro ser efectiva como mecanismo de mitigación del efecto de reactividad álcali sílice.
- Cada vez se considera más la investigación de aglutinantes minerales mezclados con cemento, logrando diferentes diseños de mezclas para inhibir patógenos en el concreto reforzado, pero en varios casos es beneficioso para el concreto, pero no logran una zona interfacial pasivada en el acero de refuerzo.
- Una de las tecnologías de prevención es galvanizar la superficie del acero o cambiar el refuerzo por acero inoxidable. La galvanización confiere una mayor resistencia a la corrosión del refuerzo en presencia de cloruros que el acero desnudo.
  - El uso de escoria en el concreto reduce la porosidad, beneficiando al concreto sometido a ciclos de FTC, el uso de refuerzo lateral también genera beneficio, aumenta la capacidad local de tracción en el concreto, confinando el hielo expandido y controlando la apertura de la grieta por absorción de agua, pero este efecto no es proporcional a la relación de refuerzo por volumen
- Los materiales nanomejorados aumentan la resistencia al biodeterioro del concreto, pero su durabilidad a largo plazo no es comprobada y su producción es costosa, además la liberación de nanomateriales presenta riesgo potencial para la salud humana y ambiental.
- La actividad bacteriana en el concreto puede ser perjudicial como beneficiosa, pero esto depende de las condiciones y el tipo de bacteria, en los últimos años se han realizado numerosas investigaciones respecto al bioconcreto el cual contiene bacterias, logrando un concreto autorreparable, considerándose como una estrategia alternativa, de alta calidad, rentable y respetuoso con el medio ambiente

## REFERENCIAS

- [1] Bolsamania, "El puente Morandi de Génova sufría 'gravísimos problemas de corrosión' -



- Bolsamanía.com,” *Civil Engineering and Environmental Systems*, 2018. [Online]. Available: <https://www.bolsamania.com/noticias/europa/puente-morandi-genova-gravisimos-problemas-corrosion--3442286.html>. [Accessed: 27-Mar-2019].
- [2] C. Broto, *Enciclopedia Broto de patologías de la construcción: Conceptos generales y fundamentos*. 2006.
- [3] P. Diaz, “Protocolo para los Estudios de Patología de la Construcción en Edificaciones de Concreto Reforzado en Colombia,” 2014.
- [4] T. Noeiaghahi, A. Mukherjee, N. Dhama, and S.-R. Chae, “Biogenic deterioration of concrete and its mitigation technologies,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 149, pp. 575–586, 2017.
- [5] J. Lahdensivu and J. Aromaa, “Renovation of an alkali–aggregate reaction damaged swimming pool,” *Case Stud. Constr. Mater.*, vol. 3, pp. 1–8, 2015.
- [6] K. Agred, G. Klysz, and J.-P. Balayssac, “Location of reinforcement and moisture assessment in reinforced concrete with a double receiver GPR antenna,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 188, pp. 1119–1127, 2018.
- [7] R. Johnson and M. H. Shehata, “The efficacy of accelerated test methods to evaluate Alkali Silica Reactivity of Recycled Concrete Aggregates,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 112, pp. 518–528, 2016.
- [8] L. Kong, B. Zhang, and J. Fang, “Study on the applicability of bactericides to prevent concrete microbial corrosion,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 149, pp. 1–8, 2017.
- [9] S. García and S. Gómez, “IMPLEMENTACIÓN DEL MÉTODO DE BARRAS ACELERADO Y UNA ADAPTACIÓN DEL MÉTODO DE PRISMAS, CON EL FIN DE DETERMINAR EL POTENCIAL DE REACTIVIDAD ÁLCALI-SÍLICE Y COMPARARLO CON LA CARACTERIZACIÓN YA EXISTENTE, CORRESPONDIENTE A TRES DE LAS FUENTES DE AGREGADOS U,” UNIVERSIDAD EIA INGENIERÍA CIVIL ENVIGADO, 2018.
- [10] A. Abd El Fattah, I. Al-Duais, K. Riding, and M. Thomas, “Field evaluation of corrosion mitigation on reinforced concrete in marine exposure conditions,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 165, pp. 663–674, Mar. 2018.
- [11] H. A. Estupiñan Duran, D. Y. Peña Ballesteros, C. Vásquez Quintero, and S. A. Solano Rodriguez, “SIMULACIÓN DE LA DIFUSIÓN DEL Cl- HASTA LA DESPASIVACIÓN DEL ACERO DE REFUERZO EN CONCRETO CON MICROSÍLICE Y EXPUESTO A CARBONATACIÓN,” *Boletín Ciencias la Tierra; Núm. 34*, 2013.
- [12] IECA, “Hormigón en ambiente marino,” pp. 5–6, 2013.
- [13] Z. Yue, J. Li, W. Shao, and L. Li, “Effect of crack opening and recovery on chloride penetration into reinforced concrete hollow piles,” *Mater. Struct. Constr.*, vol. 49, no. 8, pp. 3217–3226, 2016.
- [14] V. Talakokula *et al.*, “Diagnosis of carbonation induced corrosion initiation and progression in reinforced concrete structures using piezo-impedance transducers,” *Sensors Actuators A Phys.*, vol. 242, pp. 79–91, 2016.
- [15] W. Piasta, “Analysis of carbonate and sulphate attack on concrete structures,” *Eng. Fail. Anal.*, vol. 79, pp. 606–614, 2017.
- [16] A. Bielefeldt, M. G. D. Gutierrez-Padilla, S. Ovtchinnikov, J. Silverstein, and M. Hernandez, “Bacterial Kinetics of Sulfur Oxidizing Bacteria and Their Biodeterioration Rates of Concrete Sewer Pipe Samples,” *J. Environ. Eng.*, vol. 136, no. 7, pp. 731–738, Jul. 2010.
- [17] L. Emilio Rendón Díaz Mirón, “ciencia,” 2015.
- [18] J. F. Marquez-Peñaranda, M. Sanchez-Silva, J. Husserl, and E. Bastidas-Arteaga, “Effects of biodeterioration on the mechanical properties of concrete,” *Mater. Struct.*, vol. 49, no. 10, pp. 4085–4099, 2016.
- [19] L. Melo, “Reactividad álcali-agregado (raa): experiencias en presas colombianas, análisis comparativo de principales variables que intervienen en el fenómeno,” 2014.
- [20] C. Comi, B. Kirchmayr, and R. Pignatelli, “Two-phase damage modeling of concrete affected by alkali–silica reaction under variable temperature and humidity conditions,” *Int. J. Solids Struct.*, vol. 49, no. 23, pp. 3367–3380, 2012.
- [21] A. Campos, C. M. López, A. Blanco, and A. Aguado, “Effects of an internal sulfate attack and an alkali–aggregate reaction in a concrete dam,” vol. 166, pp. 668–683, 2018.
- [22] M. Sollero and H. Bolorino, “Investigation and diagnosis of a reinforced concrete reservoir with intense crack formation from several sources,” *J. Build. Pathol. Rehabil.*, vol. 1, no. 1, p. 6, 2016.
- [23] E. Avendaño, “ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL DETECCIÓN, TRATAMIENTO Y PREVENCIÓN DE PATOLOGÍAS EN SISTEMAS DE CONCRETO ESTRUCTURAL UTILIZADOS EN INFRAESTRUCTURA INDUSTRIAL ELIZABETH AVENDAÑO RODRÍGUEZ MAYO 2006,” 2006.
- [24] J. Montenegro, “EL CONCRETO EN CLIMAS FRÍOS : CONSIDERACIONES | CivilGeeks.com,” 2011. [Online]. Available: <https://civilgeeks.com/2011/09/28/el-concreto-en->

- climas-frios-consideraciones/. [Accessed: 27-Feb-2018].
- [25] J. Toirac Corral, "Patología de la construcción : grietas y fisuras en obras de hormigón ; origen y prevención," *Cienc. Soc.*, vol. 29, no. 1, pp. 72–114, 2004.
- [26] E. Pedoja, "PATOLOGÍAS DE ORIGEN TÉRMICO EN ESTRUCTURAS," 2005.
- [27] J. Echavarría and E. E. Palacios, "PRINCIPALES CAUSAS Y POSIBLES SOLUCIONES DE LAS RECLAMACIONES A NIVEL PATOLÓGICO EN SISTEMAS DE EDIFICACIONES APORTICADAS," *Repos. udem*, vol. 53, no. 9, pp. 1–58, 2011.
- [28] I. Hager, "Behaviour of cement concrete at high temperature," *Bull. Polish Acad. Sci. Tech. Sci.*, vol. 61, no. 1, pp. 145–154, 2013.
- [29] M. Segerer, "Control y desarrollo de hormigones," 2010. [Online]. Available: <https://www.aneic.com.ar/single-post/2014/11/18/LOS-CUÁNDO-POR-QUÉ-Y-CÓMO-DE-LAS-FISURAS-EN-EL-HORMIGÓN-ENDURECIDO-FISURACIÓN-POR-CONTRACCIÓN-TÉRMICA-INICIAL>. [Accessed: 27-Feb-2018].
- [30] Q. X. Le, V. T. Dao, J. L. Torero, C. Maluk, and L. Bisby, "Effects of temperature and temperature gradient on concrete performance at elevated temperatures," *Adv. Struct. Eng.*, vol. 21, no. 8, pp. 1223–1233, Jun. 2018.
- [31] Asefa, "Efectos de incendios en estructuras de hormigón armado," 2011. [Online]. Available: <https://www.asefa.es/comunicacion/patologias/efectos-de-incendios-en-estructuras-de-hormigon-armado>. [Accessed: 13-Jun-2011].
- [32] F. Gong and K. Maekawa, "Multi-scale simulation of freeze-thaw damage to RC column and its restoring force characteristics," *Eng. Struct.*, vol. 156, pp. 522–536, 2018.
- [33] X. chuan Qin *et al.*, "Evaluation of freeze-thaw damage on concrete material and prestressed concrete specimens," *Constr. Build. Mater.*, vol. 125, pp. 892–904, 2016.
- [34] A. Zaki, H. K. Chai, D. G. Aggelis, and N. Alver, "Non-destructive evaluation for corrosion monitoring in concrete: A review and capability of acoustic emission technique," *Sensors (Switzerland)*, vol. 15, no. 8, pp. 19069–19101, 05-Aug-2015.
- [35] A. Sharma, S. Sharma, S. Sharma, and A. Mukherjee, "Investigation of deterioration in corroding reinforced concrete beams using active and passive techniques," *Constr. Build. Mater.*, vol. 161, pp. 555–569, 2018.
- [36] J. Wu and W. Wu, "Study on wireless sensing for monitoring the corrosion of reinforcement in concrete structures," *Measurement*, vol. 43, no. 3, pp. 375–380, 2010.
- [37] W. A. Chaparro and M. Gordillo, "Evaluación de la corrosión del acero embebido en concreto AAS , expuesto a carbonatación mediante un experimento factorial con medidas repetidas," vol. 9, no. 17, pp. 237–260, 2013.
- [38] J.-I. Choi, Y. Lee, Y. Y. Kim, and B. Y. Lee, "Image-processing technique to detect carbonation regions of concrete sprayed with a phenolphthalein solution," *Constr. Build. Mater.*, vol. 154, pp. 451–461, 2017.
- [39] J. Choi, Y. Lee, Y. Yong, and B. Yeon, "Image-processing technique to detect carbonation regions of concrete sprayed with a phenolphthalein solution," *Constr. Build. Mater.*, vol. 154, pp. 451–461, 2017.
- [40] H. Rathod and R. Gupta, "Sub-surface simulated damage detection using Non-Destructive Testing Techniques in reinforced-concrete slabs," *Constr. Build. Mater.*, vol. 215, pp. 754–764, 2019.
- [41] S. Nasrazadani, R. Eghtesad, E. Sudoi, S. Vupputuri, J. D. Ramsey, and M. T. Ley, "Application of Fourier transform infrared spectroscopy to study concrete degradation induced by biogenic sulfuric acid," *Mater. Struct.*, vol. 49, no. 5, pp. 2025–2034, 2016.
- [42] K. N. K. Runinson, "Técnicas - Espectroscopia Infrarroja - Caracterización de Materiales Cristalinos," 2006. [Online]. Available: <http://www.ehu.es/imacris/PIE06/web/IR.htm>.
- [43] J. Silva, "PROPUESTA METODOLÓGICA PARA LA DETERMINACIÓN EXPERIMENTAL DE LA REACCIÓN ALCALI-SILICE EN AGREGADOS DE ARCILLA TÉRMICAMENTE EXPANDIDA POR MEDIO DE UN NUEVO ENSAYO DE ELECTRO-MIGRACIÓN," *J. Chem. Inf. Model.*, vol. 53, no. 9, pp. 1689–1699, 2018.
- [44] M. C. Alonso, V. F. Laguna, A. De Contacto: M, and C. Alonso, "Determinación de la profundidad de daño en estructuras de hormigón post-incendio," 2013.
- [45] C. Sanjuán fernández, "Medición de la dureza en materiales," 2020. [Online]. Available: <https://www.patologiasconstruccion.net/2014/11/medicion-de-la-dureza-en-materiales-5-novedades/?register=true>. [Accessed: 19-Oct-2018].
- [46] Y. K. Guruprasad and A. Ramaswamy, "Micromechanical analysis of concrete and reinforcing steel exposed to high temperature," *Constr. Build. Mater.*, vol. 158, pp. 761–773, 2018.
- [47] V.-L. Ta, S. Bonnet, T. Senga Kiese, and A. Ventura, "A new meta-model to calculate carbonation front depth within concrete structures," *Constr. Build. Mater.*, vol. 129, pp. 172–181, 2016.

- [48] Y. Dong, C. Su, P. Qiao, and L. Sun, "Microstructural damage evolution and its effect on fracture behavior of concrete subjected to freeze-thaw cycles," *Int. J. Damage Mech.*, vol. 27, no. 8, pp. 1272–1288, Aug. 2018.
- [49] F. J. Luna Molina, M. C. Alonso Alonso, M. Sánchez Moreno, and R. Jarabo Centenero, "Corrosion protection of galvanized rebars in ternary binder concrete exposed to chloride penetration," *Constr. Build. Mater.*, vol. 156, pp. 468–475, 2017.
- [50] M. H. F. de Medeiros, J. W. Raisdorfer, J. Hoppe Filho, and R. A. Medeiros-Junior, "Partial replacement and addition of fly ash in Portland cement: influences on carbonation and alkaline reserve," *J. Build. Pathol. Rehabil.*, vol. 2, no. 1, pp. 1–9, 2017.
- [51] C. Dos Santos Adorno, M. H. F. de Medeiros, J. H. Filho, and G. C. Réus, "Effects of the addition of red ceramic, limestone filler and rice husk ash in alkali silica reaction," *J. Build. Pathol. Rehabil.*, vol. 3, no. 1, p. 1, 2017.
- [52] S. N. Pogorelov and G. S. Semenyak, "Frost Resistance of the Steel Fiber Reinforced Concrete Containing Active Mineral Additives," in *Procedia Engineering*, 2016, vol. 150, pp. 1491–1495.
- [53] U. M. Angst, M. Büchler, J. Schlumpf, and B. Marazzani, "An organic corrosion-inhibiting admixture for reinforced concrete: 18 years of field experience," *Mater. Struct.*, vol. 49, no. 7, pp. 2807–2818, Jul. 2016.
- [54] J. Kubo, Y. Tanaka, C. L. Page, and M. M. Page, "Application of electrochemical organic corrosion inhibitor injection to a carbonated reinforced concrete railway viaduct," *Constr. Build. Mater.*, vol. 39, pp. 2–8, 2013.
- [55] T. Noeiaghahi, N. Dhami, and A. Mukherjee, "Nanoparticles surface treatment on cemented materials for inhibition of bacterial growth," *Constr. Build. Mater.*, vol. 150, pp. 880–891, 2017.
- [56] M. H. Al-Majidi, A. P. Lampropoulos, A. B. Cundy, O. T. Tsioulou, and S. Al-Rekabi, "A novel corrosion resistant repair technique for existing reinforced concrete (RC) elements using polyvinyl alcohol fibre reinforced geopolymer concrete (PVAFRGC)," *Constr. Build. Mater.*, 2018.
- [57] H. Ahmad, R. Hameed, M. Rizwan Riaz, and A. A. Gillani, "Strengthening of concrete damaged by mechanical loading and elevated temperature," vol. 6, no. 6, pp. 645–658, 2018.
- [58] S. M. Raof and D. A. Bournas, "TRM versus FRP in flexural strengthening of RC beams: Behaviour at high temperatures," *Constr. Build. Mater.*, vol. 154, pp. 424–437, Nov. 2017.
- [59] G. Li, L. Dong, M. Lei, and J. Du, "Predicting carbonation depth for concrete with organic film coatings combined with ageing effects," *Constr. Build. Mater.*, vol. 142, pp. 59–65, 2017.
- [60] J. maria Barbero, "Hormigón autorreparable - JM3 Studio," 2015. [Online]. Available: <https://jm3studio.com/hormigon-autorreparable/>. [Accessed: 16-Jan-2018].
- [61] J. Xu and X. Wang, "Self-healing of concrete cracks by use of bacteria-containing low alkali cementitious material," *Constr. Build. Mater.*, vol. 167, pp. 1–14, 2018.
- [62] K. Vijay, M. Murmu, and S. V. Deo, "Bacteria based self healing concrete – A review," *Constr. Build. Mater.*, vol. 152, pp. 1008–1014, 2017.