



UNIVERSIDAD  
**NACIONAL**  
DE COLOMBIA

# **Evaluación de la Resistencia a la Corrosión debida a Carbonatación en Concretos con Cementos Pórtland adicionados con Caliza y Arcilla Calcinada**

**Luis Felipe Salazar Mayorga**

Universidad Nacional de Colombia  
Facultad de Ingeniería  
Departamento de Ingeniería Civil y Agrícola  
Bogotá, Colombia  
2023



# **Evaluación de la Resistencia a la Corrosión debida a Carbonatación en Concretos con Cementos Pórtland adicionados con Caliza y Arcilla Calcinada**

**Luis Felipe Salazar Mayorga**

Tesis de investigación presentada como requisito parcial para optar al título de:  
**Magister en Ingeniería - Estructuras**

Director:

**IC. MSc. PhD. Juan Manuel Lizarazo Marriaga**

Codirector:

**IC. Esp. PhD. Juan Fernando Arango Londoño**

Línea de Investigación:

**Materiales para construcción**

Grupo de Investigación:

**GIES – Grupo de investigación en análisis, diseño y materiales**

Universidad Nacional de Colombia

Facultad de Ingeniería

Departamento de Ingeniería Civil y Agrícola

Bogotá, Colombia

2023



## *Dedicatoria*

*Dedico con mucho amor este trabajo a mi madre: tu tiempo, trabajo, amor, ejemplo y sabiduría me han guiado siempre por el buen camino y has sido el soporte principal para alcanzar cada meta personal, académica y profesional.*



## Agradecimientos

Quiero agradecer a Dios por cada bendición recibida y brindarme la constancia, paciencia y sabiduría para finalizar este trabajo; a mi madre, Arlen, por su infinita dedicación, amor, paciencia y comprensión cada día; a mi padre, Luis, y mi hermano, José, por su apoyo incondicional; y a mi pareja, Daniela, por su comprensión y amor durante este proceso.

Agradezco al Ing. Juan Manuel Lizarazo, por su disposición, confianza y orientación en el ámbito personal, académico y profesional durante todos estos años y su invaluable apoyo en el desarrollo de este trabajo, así como por la colaboración brindada para la adquisición de materiales, insumos, equipos y asesorías que facilitaron la ejecución de esta investigación. También, al Ing. Juan Fernando Arango, la Empresa Colombiana de Cementos y su marca Cemento Alión, y a Corona S.A., por su ayuda en la adquisición de materiales y ejecución de ensayos, así como por toda la colaboración, conocimiento y asesoría brindada durante las diferentes etapas de la investigación.

Agradezco al Ing. Jorge Olarte del Laboratorio de Cementos, al Ing. Darío Moreno del Laboratorio de Modelos y al Técnico Edgardo Herrera del Laboratorio de Tecnología del Conceto, por su disposición y apoyo en el desarrollo de la fase experimental de esta investigación.

Agradezco a los Ingenieros Felipe Acevedo, Jenifer Bermúdez, Simón Peñaranda, Andrés Barragán, Jonathan Cicery, Luis Peña y Nicolás Ortiz, por su compañía en el laboratorio y cada uno de los favores recibidos. También, a Felipe Patiño, por su valiosa orientación en la ejecución de múltiples actividades y ensayos de laboratorio.

Agradezco, al laboratorio GMAS por facilitarme la realización e interpretación del ensayo de caracterización mineralógica del cemento de referencia mediante difracción de rayos X.



## Declaración de obra original

Yo declaro lo siguiente:

He leído el Acuerdo 035 de 2003 del Consejo Académico de la Universidad Nacional de Colombia "*Reglamento sobre propiedad intelectual*" y la Normatividad Nacional relacionada al respeto de los derechos de autor. Esta disertación representa mi trabajo original, excepto donde he reconocido las ideas, las palabras o los materiales de otros autores.

Cuando se han presentado ideas o palabras de otros autores en esta disertación, he realizado su respectivo reconocimiento aplicando correctamente los esquemas de citas y referencias bibliográficas en el estilo requerido.

He obtenido el permiso del autor o editor para incluir cualquier material con derechos de autor (por ejemplo, tablas, figuras, instrumentos de encuesta o grandes porciones de texto).

Por último, he sometido esta disertación a la herramienta de integridad académica, definida por la Universidad.



Luis Felipe Salazar Mayorga

C.C. 1.032.472.679

18 de febrero de 2023



## Resumen

### **Evaluación de la Resistencia a la Corrosión debida a Carbonatación en Concretos con Cementos Pórtland adicionados con Caliza y Arcilla Calcinada**

El cemento pórtland adicionado con caliza y arcilla calcinada (LC3) es un material capaz de desarrollar propiedades mecánicas comparables al cemento pórtland ordinario (OPC), de permitir la obtención de una microestructura densa y rica en aluminatos que mejora la resistencia del concreto al ataque por cloruros y la reacción álcali sílice (RAS), y trae beneficios ambientales, técnicos y económicos a la sociedad. En este trabajo se evaluó la resistencia a la corrosión debida a la carbonatación en concretos fabricados con cementos LC3 encontrando que esta fue directamente proporcional al factor clínker del cemento, particularmente en condición acelerada. Los cementos LC3 fueron formulados ajustando su contenido de  $SO_3$  mediante la evaluación del proceso de hidratación en la pasta de cemento. Las pruebas de carbonatación fueron ejecutadas mediante métodos acelerados en la pasta, mortero y concreto, y también se desarrollaron pruebas en condición natural. También, se estudió el efecto de la carbonatación sobre la resistencia a la compresión del mortero, encontrando un buen desempeño para cementos con mayores factores clínker. El estado del acero de refuerzo en concretos expuestos a carbonatación natural y acelerada fue evaluado mediante las técnicas electroquímicas de resistencia a la polarización lineal (LPR) y espectroscopia de impedancia electroquímica (EIS), evidenciando que los efectos de la carbonatación acelerada en la reducción de la resistencia eléctrica de los concretos LC3 y la presencia de corrosión del acero inician antes de que el frente de carbonatación alcance la superficie de la barra de acero. Adicionalmente, la evaluación de la corrosión mostró que los concretos con cementos adicionados en grandes proporciones son más vulnerables a la corrosión debida a la carbonatación, existiendo un mayor riesgo en aquellos con menores factores clínker.

**Palabras clave:** cemento con caliza y arcilla calcinada (LC3), carbonatación, corrosión

## Abstract

### **Evaluation of Corrosion Resistance due to Carbonation in Concrete with Portland cements blended with Limestone and Calcined clay**

Portland cement blended with limestone and calcined clay (LC3) is a material capable of developing mechanical properties comparable to ordinary Portland cement (OPC), allowing a dense microstructure rich in aluminates to be obtained that improves the resistance of concrete to attack by chlorides and the alkali silica reaction, and brings environmental, technical and economic benefits to society. In this work, the resistance to corrosion due to carbonation in concrete made with LC3 cements was evaluated finding that it was directly proportional to the clinker factor of the cement, particularly in the accelerated condition. LC3 cements were formulated by adjusting their  $SO_3$  content by evaluating the hydration process in the cement paste. Carbonation tests were carried out using accelerated methods on paste, mortar and concrete, although tests were also carried out in natural conditions. Also, the effect of carbonation on the compressive strength of the mortar was studied, finding a good performance for cements with higher clinker factors. The state of reinforcing steel in concrete exposed to natural and accelerated carbonation was evaluated by electrochemical techniques of linear polarization resistance (LPR) and electrochemical impedance spectroscopy (EIS), showing that the effects of accelerated carbonation on the reduction of the electrical resistance of the LC3 concrete and the presence of steel corrosion begin before the carbonation front reaches the surface of the steel bar. Additionally, the corrosion evaluation showed that concretes with cements blended in large proportions are more vulnerable to corrosion due to carbonation, with a higher risk in those with lower clinker factors.

**Keywords: limestone calcined clay cement (LC3), carbonation, corrosion**

# Contenido

	Pág.
<b>Agradecimientos</b> .....	<b>VII</b>
<b>Declaración de obra original</b> .....	<b>IX</b>
<b>Resumen</b> .....	<b>XI</b>
<b>Abstract</b> .....	<b>XII</b>
<b>Contenido</b> .....	<b>XIII</b>
<b>Lista de figuras</b> .....	<b>XVI</b>
<b>Lista de tablas</b> .....	<b>XXV</b>
<b>Lista de ecuaciones</b> .....	<b>XXVIII</b>
<b>Lista de símbolos y abreviaturas</b> .....	<b>XXX</b>
<b>Introducción</b> .....	<b>1</b>
<b>Objetivos</b> .....	<b>5</b>
<b>1. Antecedentes</b> .....	<b>7</b>
1.1 Estado del conocimiento .....	7
1.1.1 Contexto general .....	8
1.1.2 Desarrollo del cemento pórtland adicionado con arcilla calcinada y caliza.....	11
1.1.3 Resistencia a la corrosión debida a la carbonatación .....	18
1.2 Justificación de la investigación.....	26
<b>2. Marco de referencia</b> .....	<b>28</b>
2.1 Concreto base cemento pórtland adicionado con arcilla calcinada y caliza .....	28
2.1.1 Generalidades .....	28
2.1.2 Constituyentes.....	34
2.1.3 Composición química.....	37
2.2 Hidratación de los cementos LC3.....	40
2.2.1 Reacciones básicas.....	40
2.2.2 Desarrollo de microestructura .....	42
2.2.3 Influencia del contenido de sulfato.....	46
2.3 Desempeño de los cementos LC3.....	48
2.4 Fenómeno de carbonatación en el concreto.....	53

2.4.1	Mecanismo de transporte y reacción del $\text{CO}_2$ .....	53
2.4.2	Modelo de carbonatación .....	57
2.4.3	Influencia de las condiciones climáticas .....	58
2.4.4	Aspectos del concreto que inciden en la carbonatación .....	60
2.4.5	Efectos de la carbonatación en el concreto .....	62
2.5	Corrosión del acero de refuerzo.....	63
2.5.1	Principios de corrosión en metales.....	63
2.5.2	Corrosión del acero de refuerzo en el concreto .....	65
2.5.3	Modelos de durabilidad .....	67
2.5.4	Efectos de la corrosión en el concreto.....	69
2.6	Optimización del contenido de $\text{SO}_3$ en el cemento.....	71
2.7	Pruebas de carbonatación .....	77
2.8	Evaluación del estado del acero de refuerzo.....	80
2.8.1	Potencial eléctrico .....	82
2.8.2	Resistencia a la polarización lineal .....	84
2.8.3	Espectroscopia de impedancia electroquímica .....	86
<b>3.</b>	<b>Fases de la investigación.....</b>	<b>91</b>
3.1	Fase previa: estructuración de la investigación.....	93
3.2	Fase 1: desarrollo de cementos de prueba .....	94
3.3	Fase 2: diseños de mezcla y fabricación de probetas de mortero y concreto....	95
3.4	Fase 3: evaluación de la resistencia a la corrosión debida a carbonatación.....	96
3.5	Fase final: comparación del desempeño de LC3 .....	97
<b>4.</b>	<b>Materiales .....</b>	<b>99</b>
4.1	Cementantes hidráulicos.....	99
4.2	Agua .....	105
4.3	Agregados .....	105
4.3.1	Arena de Ottawa para mortero .....	106
4.3.2	Agregado fino para concreto .....	106
4.3.3	Agregado grueso para concreto .....	108
4.4	Aditivo reductor de agua .....	109
4.5	Barras de acero .....	110
<b>5.</b>	<b>Programa experimental .....</b>	<b>111</b>
5.1	Fase 1: desarrollo de cementos de prueba .....	112
5.1.1	Diseño experimental.....	112
5.1.2	Caracterización de desempeño del cemento.....	115
5.1.3	Criterios para el ajuste del contenido de $\text{SO}_3$ en el cemento .....	117
5.2	Fase 2: elaboración y obtención de especímenes de mortero y concreto .....	120
5.2.1	Cementante hidráulico.....	121
5.2.2	Pasta de cemento .....	121
5.2.3	Mortero.....	122
5.2.3.1	Diseño de mezcla .....	122
5.2.3.2	Fabricación y curado de especímenes.....	124
5.2.4	Concreto.....	126
5.2.4.1	Diseño de mezcla .....	126
5.2.4.2	Fabricación y curado de especímenes.....	131
5.2.4.3	Obtención de probetas.....	135
5.3	Fase 3: evaluación de la resistencia a la corrosión debida a la carbonatación	139
5.3.1	Acondicionamiento de especímenes de ensayo.....	139

---

5.3.2	Condiciones de carbonatación.....	139
5.3.3	Efectos de la carbonatación en la pasta de cemento.....	143
5.3.4	Efecto de la carbonatación en el mortero.....	143
5.3.5	Resistencia a la carbonatación en el mortero y concreto.....	144
5.3.6	Resistencia a la corrosión debida a carbonatación en el concreto.....	146
<b>6.</b>	<b>Resultados y discusión.....</b>	<b>155</b>
6.1	Desarrollo de cementos de prueba.....	155
6.1.1	Definición del contenido de SO <sub>3</sub> .....	155
6.1.2	Composición química.....	164
6.1.3	Densidad y finura.....	165
6.1.4	Consistencia normal y tiempos de fraguado.....	166
6.1.5	Calor de hidratación.....	168
6.1.6	Resistividad eléctrica.....	171
6.2	Especímenes de ensayo.....	173
6.2.1	Mortero.....	173
6.2.2	Concreto.....	175
6.3	Evaluación de la resistencia a la corrosión debida a la carbonatación.....	178
6.3.1	Carbonatación.....	178
6.3.1.1	Pasta.....	178
6.3.1.2	Mortero.....	185
6.3.1.3	Concreto.....	190
6.3.2	Potencial de corrosión.....	194
6.3.3	Resistencia eléctrica.....	199
6.3.4	Resistencia a la polarización lineal.....	205
6.3.5	Densidad de corriente de corrosión.....	209
6.4	Desempeño general.....	213
6.4.1	Cemento y pasta.....	214
6.4.2	Mortero.....	215
6.4.3	Concreto.....	216
<b>7.</b>	<b>Conclusiones y recomendaciones.....</b>	<b>225</b>
7.1	Conclusiones.....	225
7.2	Recomendaciones.....	229
<b>A.</b>	<b>Proporciones de materias primas por contenido de SO<sub>3</sub> a ensayar.....</b>	<b>231</b>
<b>B.</b>	<b>Resultados de ensayos fase 1.....</b>	<b>233</b>
<b>C.</b>	<b>Registros ensayos EIS y LPR (fase 3).....</b>	<b>241</b>
	<b>Bibliografía.....</b>	<b>251</b>

## Lista de figuras

	Pág.
<b>Figura 1-1:</b> Impacto económico de la corrosión NACE International [17] y otros problemas importantes seleccionados en Estados Unidos.....	9
<b>Figura 1-2:</b> Disponibilidad de SCM comunes para el año 2.013. ....	12
<b>Figura 1-3:</b> Proceso de calcinación de la arcilla: a) mina, b) caída de arcilla cruda en la tolva, c) pulverizador, d) horno rotario, e) punto de salida del horno, f) zona de enfriamiento. ....	15
<b>Figura 1-4:</b> Efectos de adición de caliza en la resistencia a la carbonatación del concreto. ....	19
<b>Figura 1-5:</b> Profundidad de carbonatación después de 2 años de exposición natural al interior y exterior del EPFL, Suiza. ....	20
<b>Figura 1-6:</b> Evolución de profundidad de carbonatación (acelerada) con 3 % de CO <sub>2</sub> . ....	21
<b>Figura 1-7:</b> Porosidad medida del concreto después de 28 días, 60 días, 90 días y 120 días de exposición a CO <sub>2</sub> . ....	23
<b>Figura 1-8:</b> Tasa de corrosión para morteros LC3 a humedad relativa del 95 %. ....	25
<b>Figura 2-1:</b> Clasificación de los SCM. ....	32
<b>Figura 2-2:</b> Etapas de fabricación del cemento pórtland. ....	35
<b>Figura 2-3:</b> Proceso de producción de los cementos LC3. ....	35
<b>Figura 2-4:</b> Estructura cristalina de la caolinita. ....	37
<b>Figura 2-5:</b> Diagrama ternario CaO-Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> -SiO <sub>2</sub> de materiales cementicios. ....	40
<b>Figura 2-6:</b> Etapas del proceso de hidratación para un OPC, relación $a/mc = 0,5$ y temperatura de 23 °C. ....	43
<b>Figura 2-7:</b> Conductividad eléctrica y calor liberado de un cemento adicionado con 8 % de humo de sílice. ....	45
<b>Figura 2-8:</b> Diagrama propuesto por Zunino et al. [33] del mecanismo de adsorción de sulfato del gel CSH. ....	47
<b>Figura 2-9:</b> Curvas de flujo de calor de cementos LC3 con diferente adición de yeso. ...	48
<b>Figura 2-10:</b> Flujo de calor de un cemento LC3 con varios contenidos de Na <sub>2</sub> O <sub>equivalente</sub> . ....	48
<b>Figura 2-11:</b> Resistencia a la compresión en morteros preparados mezclando OPC con SCM comunes y caliza y con SCM solos (30 %) de reemplazo. ....	51
<b>Figura 2-12:</b> Resistencia a la compresión de mezclas de concreto preparadas con diferentes cementos adicionados (relación $a/mc = 0,43$ ) y comparado con OPC. ....	52
<b>Figura 2-13:</b> Perfil total de iones coluros en morteros con OPC y LC3, expuestos a una solución de NaCl del 3 % en peso por dos años. ....	52

<b>Figura 2-14:</b> Profundidad de carbonatación para mezclas de mortero de OPC, OPC adicionado con arcilla calcinada (CC), OPC adicionado con caliza (LS), LC3 y OPC adicionado con humo de sílice (SF).....	53
<b>Figura 2-15:</b> Cadena de fenómenos asociados al ingreso de CO <sub>2</sub> en el concreto.....	54
<b>Figura 2-16:</b> Presencia de especies asociadas a la carbonatación según el pH de la solución de poros. ....	54
<b>Figura 2-17:</b> Representación esquemática de la carbonatación en el concreto. ....	55
<b>Figura 2-18:</b> Modelo termodinámico de ensamblaje de fases durante carbonatación de un cemento pórtland blanco con relación $a/mc = 0,5$ y un grado de hidratación del 90 % (a), y cambios de pH y relación Ca/Si del gel CSH durante la carbonatación (b). En ambas gráficas la pasta de cemento inalterada es mostrada a mano derecha y hacia la izquierda los efectos de su reacción con el CO <sub>2</sub> . ....	56
<b>Figura 2-19:</b> Secuencia de desestabilización de productos de hidratación del cemento. ....	57
<b>Figura 2-20:</b> Ejemplo de reacción anódica (a) y catódica (b) del hierro (Fe). ....	64
<b>Figura 2-21:</b> Diagramas de Pourbaix para el zinc (izq.) y el hierro (der.), mostrando regiones de pH y potencial en los cuales cada metal es pasivo. ....	65
<b>Figura 2-22:</b> Diagrama de secuencia de corrosión del acero en el concreto. ....	68
<b>Figura 2-23:</b> Expansión del acero de refuerzo corroído. ....	70
<b>Figura 2-24:</b> Volumen relativo del hierro y sus óxidos.....	71
<b>Figura 2-25:</b> Aproximación del contenido óptimo de SO <sub>3</sub> mediante (a) ajuste visual, (b) ajuste parabólico por mínimos cuadrados y (c) ajuste asimétrico. ....	73
<b>Figura 2-26:</b> Vista exterior de cámara semi adiabática. ....	74
<b>Figura 2-27:</b> Esquema simple de circuito de EIS. ....	76
<b>Figura 2-28:</b> Procedimiento para obtener profundidad de carbonatación ( $d_{k,p}$ ) en presencia de partículas de agregado denso. ....	79
<b>Figura 2-29:</b> Procedimiento para obtener profundidad de carbonatación ( $d_{k,p}$ ) en presencia de partículas de agregado poroso o sobre vacío de aire. ....	79
<b>Figura 2-30:</b> Esquema simple de un potencióstato. ....	81
<b>Figura 2-31:</b> Método de potencial de media celda descrito en la norma ASTM C876 [128] para medir potencial superficial asociado con la corriente de corrosión. ....	82
<b>Figura 2-32:</b> Curva de polarización cercana al potencial de corrosión. ....	84
<b>Figura 2-33:</b> Relación entre corriente alterna y representación de vector giratorio. ....	87
<b>Figura 2-34:</b> Diagrama de Bode de respuesta de frecuencia (línea punteada) y ángulo de fase (línea sólida) para un sistema electroquímico $R_{\Omega} = 10 \Omega$ y $Cdl = 93,8 \mu F$ . ....	89
<b>Figura 2-35:</b> Diagrama de Nyquist para sistema electroquímico simple. ....	89
<b>Figura 3-1:</b> Diagrama de flujo de fases de la investigación. ....	91
<b>Figura 4-1:</b> Materias primas utilizadas para desarrollo de cementos hidráulicos.....	99
<b>Figura 4-2:</b> Caracterización de cemento de referencia: (a) densidad, (b) finura, (c) tiempos de fraguado y (d) resistencia a la compresión en cubos de mortero.....	100
<b>Figura 4-3:</b> Proceso de producción de arcilla calcinada: (a) fuente, (b) calcinación y (c) molienda.....	102
<b>Figura 4-4:</b> Imagen SEM de arcilla calcinada. ....	102
<b>Figura 4-5:</b> Distribución de tamaño de partículas de caliza.....	103
<b>Figura 4-6:</b> Difractograma de cemento de referencia.....	103

<b>Figura 4-7:</b> Difractograma de caliza. ....	104
<b>Figura 4-8:</b> Difractograma de arcilla calcinada. ....	104
<b>Figura 4-9:</b> Difractograma de yeso. ....	104
<b>Figura 4-10:</b> Arena de Ottawa. ....	106
<b>Figura 4-11:</b> Curva granulométrica de agregado fino para concreto. ....	107
<b>Figura 4-12:</b> Caracterización de agregado fino para concreto: (a) granulometría, (b) densidad relativa, (c) masa unitaria compacta y (d) presencia de impurezas orgánicas. ....	107
<b>Figura 4-13:</b> Curva granulométrica de agregado grueso para concreto. ....	108
<b>Figura 4-14:</b> Caracterización de agregado grueso para concreto: (a) granulometría, (b) secado, (c) masa unitaria compacta y (d) peso saturado y superficialmente seco. ....	108
<b>Figura 4-15:</b> Propiedades físicas de agregado grueso para concreto. ....	109
<b>Figura 4-16:</b> Aditivo superplastificante Sika© Viscocrete©-2100. ....	109
<b>Figura 4-17:</b> Barras de acero liso con recubrimiento epóxico. ....	110
<b>Figura 4-18:</b> Competentes de pintura anticorrosiva de varillas de acero: (a) pintura epóxica y (b) catalizador poliamídico. ....	110
<b>Figura 5-1:</b> Metodología para formulación de contenidos de $SO_3$ a probar por mezcla. ....	113
<b>Figura 5-2:</b> Muestra de cálculo para calcular las proporciones de materias primas en mezcla C10-A20 para un contenido de $SO_3$ del 3,30 %. ....	113
<b>Figura 5-3:</b> Caracterización de la influencia del contenido de $SO_3$ en mezclas de cemento. ....	115
<b>Figura 5-4:</b> Ensayos de calor de hidratación: (a) mezclado de pasta de cemento, (b) especímenes de ensayo y (c) cámara semi adiabática. ....	117
<b>Figura 5-5:</b> Ensayos de impedancia electroquímica: (a) mezclado de pasta de cemento, (b) espécimen de ensayo y (c) montaje experimental. ....	117
<b>Figura 5-6:</b> Puntos característicos de curvas de calor de hidratación expresadas en términos de cambio de temperatura específica. ....	119
<b>Figura 5-7:</b> Puntos característicos de curvas de resistividad eléctrica en pasta de cemento. ....	119
<b>Figura 5-8:</b> Probetas de pasta de cemento a carbonatar y para pruebas de DRX. ....	122
<b>Figura 5-9:</b> Ejemplo del ensayo de mesa de flujo para determinar demanda de agua en el mortero para mezcla C10-A20 para relación $a/mc$ de (a) 0,50, (b) 0,59 y (c) 0,68. ....	123
<b>Figura 5-10:</b> Ensayos de mesa de flujo en mortero de mezcla C10-A20 con relación $a/mc$ de 0,50 y usando diferentes dosis de aditivo respecto a masa de material cementante: (a) 0 %, (b) 0,12 %, (c) 0,24 % y (d) 0,36 %. ....	123
<b>Figura 5-11:</b> Ensayos de minislump en pasta de mezcla C10-A30 preparada con agua de consistencia normal y para diferentes dosis de aditivo reductor de agua: (a) 0,0 %, (b) 0,3 %, (c) 0,6 % y (d) 0,9 %. ....	124
<b>Figura 5-12:</b> (a) moldes metálicos para cubos de 50 mm de lado y (b) mezcladora para elaborar mezclas de mortero. ....	124
<b>Figura 5-13:</b> (a) Llenado de moldes, (b) almacenamiento de cubos fundidos durante 1 día y (c) desencofrado de cubos de mortero. ....	125

<b>Figura 5-14:</b> Curado de (a) especímenes de caracterización y (b) especímenes para pruebas de carbonatación de mezclas de morteros. ....	125
<b>Figura 5-15:</b> Ensayo de resistencia a la compresión en cubo de mortero. ....	126
<b>Figura 5-16:</b> Metodología para formulación de diseño de mezcla de concretos. ....	127
<b>Figura 5-17:</b> Optimización granulométrica de agregados para mezclas de concreto. ...	129
<b>Figura 5-18:</b> Metodología para elaboración de mezclas de concreto. ....	132
<b>Figura 5-19:</b> (a) pesaje y almacenamiento de grava saturada y (b) mezcladora de volteo lateral para elaboración de mezclas de concreto. ....	132
<b>Figura 5-20:</b> (a) ensayo de asentamiento en mezcla de concreto fresco C10-A10 y (b) elaboración de cilindros de concreto de 4 pulg. y 3 pulg. de diámetro. ....	133
<b>Figura 5-21:</b> Disposición de probeta de concreto de 3 pulg. de diámetro con barra lisa de 6 mm de diámetro en el centro. ....	133
<b>Figura 5-22:</b> (a) desencofrado y marcaje y (b) curado en piscina de probetas de concreto. ....	134
<b>Figura 5-23:</b> Ensayo de resistencia a la compresión en cilindros de concreto. ....	134
<b>Figura 5-24:</b> Cortadora de disco de diamante refrigerada con agua. ....	135
<b>Figura 5-25:</b> Geometría y aplicación de recubrimiento epóxico en discos de concreto de 40 mm de altura (izq.) y cilindros de 3 pulg. diámetro con barras de acero de 6 mm de diámetro (der.). ....	136
<b>Figura 5-26:</b> Secado y aplicación de pintura epóxica en probetas de concreto. ....	136
<b>Figura 5-27:</b> Realización de ensayos de densidad aparente y contenido de vacíos en concreto endurecido: (a) probetas de ensayo, (b) secado en el horno de probetas, (c) determinación de masa seca, (d) procedimiento de saturación de poros de probetas, (e) determinación de masa saturada y seca superficialmente y (f) determinación de masa sumergida. ....	138
<b>Figura 5-28:</b> Acondicionamiento de cubos de mortero para pruebas de carbonatación. ....	139
<b>Figura 5-29:</b> Cámara climática para pruebas de carbonatación acelerada. ....	140
<b>Figura 5-30:</b> Registro de condiciones de humedad relativa y concentración de CO <sub>2</sub> en cámara de carbonatación (método acelerado). ....	140
<b>Figura 5-31:</b> Registro de condiciones de humedad relativa y concentración de CO <sub>2</sub> en patio de laboratorio (carbonatación natural). ....	142
<b>Figura 5-32:</b> Probetas de mortero y concreto expuestas a: (a) carbonatación acelerada en cámara climática y (b) carbonatación natural en patio de laboratorio. ....	142
<b>Figura 5-33:</b> Ensayo de resistencia a la compresión en cubos de mortero expuestos a carbonatación (a) acelerada y (b) natural. ....	143
<b>Figura 5-34:</b> Ensayo de tracción indirecta en disco de concreto para medir la profundidad del frente de carbonatación. ....	144
<b>Figura 5-35:</b> Medidas de profundidad del frente de carbonatación en probetas de (a) mortero y (b) concreto. ....	145
<b>Figura 5-36:</b> Anatomía de un diagrama de caja y bigotes. ....	145
<b>Figura 5-37:</b> Ajuste de lecturas de profundidad de carbonatación a modelo simplificado. ....	146
<b>Figura 5-38:</b> Potenciostato/galvanostato (izq.) y jaula de Faraday (der.). ....	147

<b>Figura 5-39:</b> Ejecución de pruebas de EIS y LPR: (a) preparación de probetas, (b) ejecución de ensayo, (c) aplicación de pintura en barras de acero, y (d) secado en horno de probetas.....	149
<b>Figura 5-40:</b> Montaje experimental de electrodos para pruebas de EIS y LPR.....	150
<b>Figura 5-41:</b> Gráfica de datos obtenidos de ensayo de EIS: (a) potencial de circuito abierto vs tiempo y (b) diagrama de bode de frecuencia vs impedancia.....	151
<b>Figura 5-42:</b> Gráfica de datos obtenidos de ensayo de LPR. (a) potencial de circuito abierto vs tiempo y (b) potencial aplicado vs corriente eléctrica.....	152
<b>Figura 6-1:</b> Calor específico total a 24 h ( $Q_{e-24h}$ ) (criterio 1) vs contenido de $SO_3$ de cementos de prueba y curvas de regresión mediante (a) ajuste cuadrático y (b) cuadrático asimétrico.....	157
<b>Figura 6-2:</b> Calor específico total entre puntos $C_2$ y $C_4$ ( $\Delta Q_e$ ) (criterio 2) vs contenido de $SO_3$ de cementos de prueba y curvas de regresión mediante (a) ajuste cuadrático y (b) cuadrático asimétrico.....	158
<b>Figura 6-3:</b> Resistividad eléctrica mínima ( $\rho_{min}$ ) (criterio 3) vs contenido de $SO_3$ de cementos de prueba y curvas de regresión mediante (a) ajuste cuadrático y (b) cuadrático asimétrico.....	160
<b>Figura 6-4:</b> Cambio de resistividad eléctrica entre puntos $R_1$ y $R_2$ ( $\Delta\rho$ ) (criterio 4) vs contenido de $SO_3$ de cementos de prueba y curvas de regresión mediante (a) ajuste cuadrático y (b) cuadrático asimétrico.....	161
<b>Figura 6-5:</b> Diagrama ternario Si-Ca-Al de cementos de prueba.....	165
<b>Figura 6-6:</b> Relación agua/material cementante ( $a/mc$ ) para consistencia normal de cementos de prueba.....	166
<b>Figura 6-7:</b> Curvas de penetración vs tiempo ( $t$ ) de cementos de prueba.....	167
<b>Figura 6-8:</b> Tiempos de fraguado de cementos de prueba.....	167
<b>Figura 6-9:</b> Cambio de temperatura específica ( $T_e$ ) vs tiempo ( $t$ ) de cementos de prueba.....	168
<b>Figura 6-10:</b> Derivada de cambio de temperatura específica ( $T_e$ ) vs tiempo ( $t$ ) de cementos de prueba.....	169
<b>Figura 6-11:</b> Calor específico total ( $Q_e$ ) vs tiempo ( $t$ ) de cementos de prueba.....	170
<b>Figura 6-12:</b> Resistividad eléctrica ( $\rho$ ) vs tiempo ( $t$ ) de cementos de prueba.....	171
<b>Figura 6-13:</b> Tasa de cambio de resistividad eléctrica ( $\rho$ ) vs tiempo ( $t$ ) de cementos de prueba.....	172
<b>Figura 6-14:</b> Conductividad eléctrica ( $\sigma$ ) vs tiempo ( $t$ ) de cementos de prueba.....	173
<b>Figura 6-15:</b> Resistencia a la compresión ( $f'_m$ ) en cubos de morteros de prueba.....	174
<b>Figura 6-16:</b> Clasificación NTC 121 [136] de cementos de prueba en función de $f'_m$ ....	174
<b>Figura 6-17:</b> Asentamiento y dosis de aditivo respecto a masa de cementante de los concretos de prueba con una relación $a/mc = 0,50$ .....	175
<b>Figura 6-18:</b> Resistencia a la compresión ( $f'_c$ ) de concretos de prueba.....	176
<b>Figura 6-19:</b> Incremento de resistencia a la compresión ( $f'_c$ ) de concretos de prueba entre 7 días y 28 días.....	177
<b>Figura 6-20:</b> Difractograma de pasta de cemento MR a 0 días (control), 7 días y 28 días de exposición a carbonatación acelerada.....	179

<b>Figura 6-21:</b> Difractograma de pasta de cemento C10-A10 a 0 días (control), 7 días y 28 días de exposición a carbonatación acelerada. ....	180
<b>Figura 6-22:</b> Difractograma de pasta de cemento C10-A20 a 0 días (control), 7 días y 28 días de exposición a carbonatación acelerada. ....	181
<b>Figura 6-23:</b> Difractograma de pasta de cemento C10-A30 a 0 días (control), 7 días y 28 días de exposición a carbonatación acelerada. ....	182
<b>Figura 6-24:</b> Difractograma de pasta de cemento C15-A30 a 0 días (control), 7 días y 28 días de exposición a carbonatación acelerada. ....	183
<b>Figura 6-25:</b> Difractograma de pasta de cemento C20-A30 a 0 días (control), 7 días y 28 días de exposición a carbonatación acelerada. ....	184
<b>Figura 6-26:</b> Resistencia a la compresión ( $f'_m$ ) de morteros de prueba expuestos a carbonatación natural. ....	186
<b>Figura 6-27:</b> Diagramas de caja y bigotes de lecturas de profundidad de carbonatación ( $X$ ) de morteros de prueba expuestos a 7 días y 28 días de carbonatación acelerada. .	187
<b>Figura 6-28:</b> Resistencia a la compresión ( $f'_m$ ) y profundidad de carbonatación ( $X$ ) de morteros de prueba expuestos a carbonatación acelerada.....	188
<b>Figura 6-29:</b> Incremento de resistencia a la compresión ( $f'_m$ ) de morteros de prueba expuestos a carbonatación natural y acelerada entre diferentes edades de exposición. ....	189
<b>Figura 6-30:</b> Diagramas de caja y bigotes de lecturas de profundidad de carbonatación ( $X$ ) de concretos de prueba expuestos a condición acelerada durante 7 días y 28 días. ....	191
<b>Figura 6-31:</b> Diagramas de caja y bigotes de lecturas de profundidad de carbonatación ( $X$ ) de concretos de prueba expuestos a condición acelerada durante 70 días y 112 días. ....	191
<b>Figura 6-32:</b> Profundidad de carbonatación ( $X$ ) vs raíz cuadrada del tiempo ( $t$ ) de concretos de prueba expuestos a condición acelerada. ....	192
<b>Figura 6-33:</b> Diagramas de caja y bigotes de lecturas de profundidad de carbonatación ( $X$ ) de concretos de prueba expuestos a condición natural durante 196 días y 203 días. ....	193
<b>Figura 6-34:</b> Potencial de circuito abierto de barras de acero ( $E_{oc}$ ) vs tiempo de exposición ( $t$ ) a carbonatación natural de concretos de prueba. ....	195
<b>Figura 6-35:</b> Potencial de corrosión de barras de acero ( $E_{oc}$ ) vs tiempo de exposición ( $t$ ) a carbonatación acelerada de concretos de prueba. ....	196
<b>Figura 6-36:</b> Variación del potencial de circuito abierto ( $E_{oc}$ ) en concretos LC3 y OPC. ....	197
<b>Figura 6-37:</b> Potencial de circuito abierto ( $E_{oc}$ ) vs índice de carbonatación ( $I_c$ ) de concretos de prueba expuestos a carbonatación acelerada. ....	199
<b>Figura 6-38:</b> Resistencia eléctrica del concreto ( $R_c$ ) vs tiempo de exposición ( $t$ ) a carbonatación natural de concretos de prueba. ....	200
<b>Figura 6-39:</b> Resistencia eléctrica del concreto ( $R_c$ ) vs tiempo de exposición ( $t$ ) a carbonatación acelerada de concretos de prueba. ....	201
<b>Figura 6-40:</b> Modelo idealizado de microestructura del concreto. ....	202

<b>Figura 6-41:</b> Relación de resistencia eléctrica del concreto ( $R_C$ ) en condición de carbonatación acelerada respecto a condición natural vs tiempo de exposición ( $t$ ) de concretos de prueba. ....	203
<b>Figura 6-42:</b> Resistencia eléctrica del concreto ( $R_C$ ) vs índice de carbonatación ( $I_c$ ) de concretos de prueba expuestos a carbonatación acelerada. ....	204
<b>Figura 6-43:</b> Resistencia a la polarización lineal del acero ( $R_S$ ) vs tiempo de exposición ( $t$ ) a carbonatación natural de concretos de prueba. ....	206
<b>Figura 6-44:</b> Resistencia a la polarización lineal del acero ( $R_S$ ) vs tiempo de exposición ( $t$ ) a carbonatación acelerada de concretos de prueba. ....	207
<b>Figura 6-45:</b> Relación de resistencia a la polarización lineal del acero ( $R_S$ ) en condición de carbonatación acelerada respecto a condición natural vs tiempo de exposición ( $t$ ) de concretos de prueba. ....	207
<b>Figura 6-46:</b> Resistencia a la polarización ( $R_S$ ) vs potencial de corrosión ( $E_{oc}$ ) del acero de refuerzo de concretos de prueba expuestos a carbonatación acelerada. ....	208
<b>Figura 6-47:</b> Resistencia a la polarización lineal del acero ( $R_S$ ) vs índice de carbonatación ( $I_c$ ) de concretos de prueba expuestos a condición acelerada. ....	209
<b>Figura 6-48:</b> Densidad de corriente de corrosión del acero ( $i_{corr}$ ) vs tiempo de exposición ( $t$ ) a carbonatación natural de concretos de prueba. ....	210
<b>Figura 6-49:</b> Densidad de corriente de corrosión del acero ( $i_{corr}$ ) vs tiempo de exposición ( $t$ ) a carbonatación acelerada de concretos de prueba. ....	210
<b>Figura 6-50:</b> Evolución de densidad de corriente de corrosión del acero ( $i_{corr}$ ) para pruebas realizadas por (a) Nguyen & Castel [8] y (b) Aguirre-Guerrero et al. [130]. ....	211
<b>Figura 6-51:</b> Relación de densidad de corriente de corrosión del acero ( $i_{corr}$ ) en condición acelerada respecto a condición natural vs tiempo de exposición ( $t$ ) de concretos de prueba. ....	212
<b>Figura 6-52:</b> Densidad de corriente de corrosión del acero ( $i_{corr}$ ) vs índice de carbonatación ( $I_c$ ) de concretos de prueba expuestos a condición acelerada. ....	213
<b>Figura 6-53:</b> Relación de resistencia a la compresión ( $f'_c$ ) de concretos LC3 de prueba respecto a concreto MR. ....	217
<b>Figura 6-54:</b> Clasificación de niveles de intensidad de corrosión con $E_{oc}$ y $i_{corr}$ en función de $I_c$ de cementos de prueba (factor clínker). ....	219
<b>Figura 6-55:</b> Profundidad de carbonatación ( $X$ ) vs factor clínker del cemento y tiempo de exposición ( $t$ ) a carbonatación acelerada de concretos de prueba. ....	220
<b>Figura 6-56:</b> Potencial de corrosión del acero ( $E_{oc}$ ) vs factor clínker del cemento y tiempo de exposición ( $t$ ) a (a) carbonatación natural y (b) acelerada de concretos de prueba. .	221
<b>Figura 6-57:</b> Resistencia eléctrica del concreto ( $R_C$ ) vs factor clínker del cemento y tiempo de exposición ( $t$ ) a (a) carbonatación natural y (b) acelerada de concretos de prueba. ....	222
<b>Figura 6-58:</b> Densidad de corriente de corrosión ( $i_{corr}$ ) vs factor clínker del cemento y tiempo de exposición ( $t$ ) a (a) carbonatación natural y (b) acelerada. ....	223
<b>Figura B - 1:</b> Relación $a/mc$ para consistencia normal vs contenido de $SO_3$ del cemento. ....	234
<b>Figura B - 2:</b> Tiempos de fraguado vs contenido de $SO_3$ del cemento. ....	235

---

<b>Figura B - 3:</b> Cambio de temperatura específica vs tiempo por contenido de SO <sub>3</sub> del cemento MR y C10-A10 (M1).	235
<b>Figura B - 4:</b> Cambio de temperatura específica vs tiempo por contenido de SO <sub>3</sub> del cemento C10-A20 (M2) y C10-A30 (M3).	235
<b>Figura B - 5:</b> Cambio de temperatura específica vs tiempo por contenido de SO <sub>3</sub> del cemento C15-A30 (M4) y C20-A30 (M5).	236
<b>Figura B - 6:</b> Calor específico total vs tiempo por contenido de SO <sub>3</sub> del cemento MR y C10 - A10 (M1).	236
<b>Figura B - 7:</b> Calor específico total vs tiempo por contenido de SO <sub>3</sub> del cemento C10-A20 (M2) y C10-A30 (M3).	236
<b>Figura B - 8:</b> Calor específico total vs tiempo por contenido de SO <sub>3</sub> del cemento C15-A30 (M4) y C20-A30 (M5).	237
<b>Figura B - 9:</b> Derivada de cambio de temperatura específica vs tiempo por contenido de SO <sub>3</sub> del cemento MR y C10-A10 (M1).	237
<b>Figura B - 10:</b> Derivada de cambio de temperatura específica vs tiempo por contenido de SO <sub>3</sub> del cemento C10-A20 (M2) y C10-A30 (M3).	237
<b>Figura B - 11:</b> Derivada de cambio de temperatura específica vs tiempo por contenido de SO <sub>3</sub> del cemento C15-A30 (M4) y C20-A30 (M5).	238
<b>Figura B - 12:</b> Resistividad eléctrica vs tiempo por contenido de SO <sub>3</sub> del cemento MR y C10-A10 (M1).	238
<b>Figura B - 13:</b> Resistividad eléctrica vs tiempo por contenido de SO <sub>3</sub> del cemento C10-A20 (M2) y C10-A30 (M3).	238
<b>Figura B - 14:</b> Resistividad eléctrica vs tiempo por contenido de SO <sub>3</sub> del cemento C15-A30 (M4) y C20-A30 (M5).	239
<b>Figura B - 15:</b> Derivada de resistividad eléctrica vs tiempo por contenido de SO <sub>3</sub> del cemento MR y C10-A10 (M1).	239
<b>Figura B - 16:</b> Derivada de resistividad eléctrica vs tiempo por contenido de SO <sub>3</sub> del cemento C10-A20 (M2) y C10-A30 (M3).	239
<b>Figura B - 17:</b> Derivada de resistividad eléctrica vs tiempo por contenido de SO <sub>3</sub> del cemento C15-A30 (M4) y C20-A30 (M5).	240
<b>Figura C - 1:</b> Impedancia vs frecuencia de especímenes de concreto MR expuestos a carbonatación natural.	241
<b>Figura C - 2:</b> Impedancia vs frecuencia de especímenes de concreto MR expuestos a carbonatación acelerada.	242
<b>Figura C - 3:</b> Impedancia vs frecuencia de especímenes de concreto C10-A10 expuestos a carbonatación natural.	242
<b>Figura C - 4:</b> Impedancia vs frecuencia de especímenes de concreto C10-A10 expuestos a carbonatación acelerada.	242
<b>Figura C - 5:</b> Impedancia vs frecuencia de especímenes de concreto C10-A20 expuestos a carbonatación natural.	243
<b>Figura C - 6:</b> Impedancia vs frecuencia de especímenes de concreto C10-A20 expuestos a carbonatación acelerada.	243

<b>Figura C - 7:</b> Impedancia vs frecuencia de especímenes de concreto C10-A30 expuestos a carbonatación natural.....	243
<b>Figura C - 8:</b> Impedancia vs frecuencia de especímenes de concreto C10-A30 expuestos a carbonatación acelerada.....	244
<b>Figura C - 9:</b> Impedancia vs frecuencia de especímenes de concreto C15-A30 expuestos a carbonatación natural.....	244
<b>Figura C - 10:</b> Impedancia vs frecuencia de especímenes de concreto C15-A30 expuestos a carbonatación acelerada.....	244
<b>Figura C - 11:</b> Impedancia vs frecuencia de especímenes de concreto C20-A30 expuestos a carbonatación natural.....	245
<b>Figura C - 12:</b> Impedancia vs frecuencia de especímenes de concreto C20-A30 expuestos a carbonatación acelerada.....	245
<b>Figura C - 13:</b> Potencial respecto a potencial de corrosión vs corriente (ensayo LPR) de especímenes de concreto MR expuestos a carbonatación natural.....	245
<b>Figura C - 14:</b> Potencial respecto a potencial de corrosión vs corriente (ensayo LPR) de especímenes de concreto MR expuestos a carbonatación acelerada.....	246
<b>Figura C - 15:</b> Potencial respecto a potencial de corrosión vs corriente (ensayo LPR) de especímenes de concreto C10-A10 expuestos a carbonatación natural.....	246
<b>Figura C - 16:</b> Potencial respecto a potencial de corrosión vs corriente (ensayo LPR) de especímenes de concreto C10-A10 expuestos a carbonatación acelerada.....	246
<b>Figura C - 17:</b> Potencial respecto a potencial de corrosión vs corriente (ensayo LPR) de especímenes de concreto C10-A20 expuestos a carbonatación natural.....	247
<b>Figura C - 18:</b> Potencial respecto a potencial de corrosión vs corriente (ensayo LPR) de especímenes de concreto C10-A20 expuestos a carbonatación acelerada.....	247
<b>Figura C - 19:</b> Potencial respecto a potencial de corrosión vs corriente (ensayo LPR) de especímenes de concreto C10-A30 expuestos a carbonatación natural.....	247
<b>Figura C - 20:</b> Potencial respecto a potencial de corrosión vs corriente (ensayo LPR) de especímenes de concreto C10-A30 expuestos a carbonatación acelerada.....	248
<b>Figura C - 21:</b> Potencial respecto a potencial de corrosión vs corriente (ensayo LPR) de especímenes de concreto C15-A30 expuestos a carbonatación natural.....	248
<b>Figura C - 22:</b> Potencial respecto a potencial de corrosión vs corriente (ensayo LPR) de especímenes de concreto C15-A30 expuestos a carbonatación acelerada.....	248
<b>Figura C - 23:</b> Potencial respecto a potencial de corrosión vs corriente (ensayo LPR) de especímenes de concreto C20-A30 expuestos a carbonatación natural.....	249
<b>Figura C - 24:</b> Potencial respecto a potencial de corrosión vs corriente (ensayo LPR) de especímenes de concreto C20-A30 expuestos a carbonatación acelerada.....	249

## Lista de tablas

	Pág.
<b>Tabla 2-1:</b> Características y efectos en el concreto de SCM comúnmente usados con cemento pórtland.....	33
<b>Tabla 2-2:</b> Composición en masa de óxidos del cemento pórtland.....	38
<b>Tabla 2-3:</b> Reacciones de hidratación de los compuestos del cemento pórtland.....	41
<b>Tabla 2-4:</b> Descripción de las etapas del proceso de hidratación del cemento.....	43
<b>Tabla 2-5:</b> Recopilación de estudios recientes sobre el desempeño de los cementos LC3. .....	49
<b>Tabla 2-6:</b> Potenciales de electrodos de referencia respecto a SHE.....	83
<b>Tabla 2-7:</b> Clasificación de actividad corrosiva cuando se usan electrodos SCE y Ag/AgCl.....	83
<b>Tabla 2-8:</b> Niveles de corrosión de acuerdo con la densidad de corriente.....	86
<b>Tabla 3-1:</b> Proporciones (%) en masa objetivo de mezclas de cemento de referencia (MR) y cementos LC3 de prueba.....	93
<b>Tabla 4-1:</b> Propiedades físicas del cemento de referencia.....	100
<b>Tabla 4-2:</b> Propiedades físicas de la caliza, arcilla calcinada y yeso.....	101
<b>Tabla 4-3:</b> Composición química (% masa) de materias primas de cementantes.....	101
<b>Tabla 4-4:</b> Composición mineralógica del cemento de referencia.....	105
<b>Tabla 4-5:</b> Composición mineralógica de la arcilla calcinada.....	105
<b>Tabla 4-6:</b> Granulometría de Arena de Ottawa.....	106
<b>Tabla 4-7:</b> Propiedades físicas de agregado fino para concreto.....	107
<b>Tabla 5-1:</b> Resumen de actividades y ensayos de programa experimental de la investigación.....	111
<b>Tabla 5-2:</b> Contenidos de SO <sub>3</sub> a ensayar en mezclas de prueba.....	114
<b>Tabla 5-3:</b> Proporciones (%) finales en masa de materias primas por mezcla.....	121
<b>Tabla 5-4:</b> Cantidades de probetas de mortero por mezcla de cemento hidráulico.....	126
<b>Tabla 5-5:</b> Parámetros definidos para diseño de mezcla de concreto.....	128
<b>Tabla 5-6:</b> Rangos granulométricos para gradación de Fuller & Thomson.....	129
<b>Tabla 5-7:</b> Proporciones finales en masa de materiales para mezclas de concreto por m <sup>3</sup> . .....	131
<b>Tabla 5-8:</b> Cantidades de probetas de concreto por tipo de ensayo.....	135
<b>Tabla 5-9:</b> Características técnicas de cámara para pruebas de carbonatación acelerada. .....	141

<b>Tabla 5-10:</b> Condiciones y edades de ensayo de profundidad del frente de carbonatación. ....	144
<b>Tabla 5-11:</b> Especificaciones técnicas de potencióstato/galvanostato. ....	147
<b>Tabla 5-12:</b> Parámetros definidos para ejecución de ensayos de EIS. ....	150
<b>Tabla 5-13:</b> Parámetros definidos para ejecución de ensayos LPR. ....	151
<b>Tabla 6-1:</b> Contenidos “óptimos” de $SO_3$ (%) definidos a partir de criterios de evaluación del desempeño de cementos de prueba. ....	162
<b>Tabla 6-2:</b> Contenidos de $SO_3$ y yeso definidos y cantidades objetivo de materias primas de cada cemento de prueba. ....	164
<b>Tabla 6-3:</b> Composición química (% masa) de cementos hidráulicos de prueba. ....	164
<b>Tabla 6-4:</b> Densidad y finura de cementos hidráulicos de prueba. ....	166
<b>Tabla 6-5:</b> Comparación de calor específico total ( $Q_e$ ) entre puntos $C_2$ y $C_4$ calculado mediante curvas de ajuste vs medido de cementos de prueba. ....	170
<b>Tabla 6-6:</b> Relación $a/mc$ para obtener fluidez de $110\% \pm 5\%$ de morteros de prueba en ensayo de mesa de flujo. ....	173
<b>Tabla 6-7:</b> Absorción, densidades y volumen de poros permeables de concretos de prueba. ....	178
<b>Tabla 6-8:</b> Dosis (%) de aditivo reductor de agua para una relación $a/mc$ fija igual a 0,50 y obtener una fluidez de $100\% \pm 5\%$ de morteros de prueba en ensayo de mesa de flujo. ....	185
<b>Tabla 6-9:</b> Tasas de carbonatación acelerada ( $k_m$ ) preliminares de morteros de prueba. ....	190
<b>Tabla 6-10:</b> Comparación de tasas de carbonatación en condición acelerada ( $k_{C-CA}$ ) y natural ( $k_{C-CN}$ ) de concretos de prueba. ....	193
<b>Tabla 6-11:</b> Comparación de tasas de carbonatación acelerada con literatura técnica. ....	194
<b>Tabla 6-12:</b> Potencial de circuito abierto de barras de acero ( $E_{oc}$ ) vs tiempo de exposición ( $t$ ) a carbonatación natural de concretos de prueba. ....	194
<b>Tabla 6-13:</b> Potencial de corrosión de barras de acero ( $E_{oc}$ ) vs tiempo de exposición ( $t$ ) a carbonatación acelerada de concretos de prueba. ....	196
<b>Tabla 6-14:</b> Resistencia eléctrica del concreto ( $R_C$ ) vs tiempo de exposición ( $t$ ) a carbonatación natural de concretos de prueba. ....	200
<b>Tabla 6-15:</b> Resistencia eléctrica del concreto ( $R_C$ ) vs tiempo ( $t$ ) de exposición a carbonatación acelerada de concretos de prueba. ....	201
<b>Tabla 6-16:</b> Resistencia a la polarización lineal del acero ( $R_S$ ) vs tiempo de exposición ( $t$ ) a carbonatación natural de concretos de prueba. ....	205
<b>Tabla 6-17:</b> Resistencia a la polarización lineal del acero ( $R_S$ ) vs tiempo de exposición ( $t$ ) a carbonatación acelerada de concretos de prueba. ....	206
<b>Tabla 6-18:</b> Resumen de propiedades físicas de cementos de prueba. ....	214
<b>Tabla 6-19:</b> Resumen de propiedades mecánicas y tasas de carbonatación de morteros de prueba. ....	215
<b>Tabla 6-20:</b> Resumen de absorción, densidades y volumen de poros permeables de concretos de prueba. ....	217

---

<b>Tabla 6-21:</b> Resumen de tasas de carbonatación acelerada ( $k_{c-CA}$ ) de concretos de prueba.....	218
<b>Tabla A - 1:</b> Proporciones de materias primas para cemento MR por contenido de $SO_3$ a ensayar.....	231
<b>Tabla A - 2:</b> Proporciones de materias primas para mezcla de cemento C10-A10 por contenido de $SO_3$ a ensayar.....	231
<b>Tabla A - 3:</b> Proporciones de materias primas para mezcla de cemento C10-A20 por contenido de $SO_3$ a ensayar.....	232
<b>Tabla A - 4:</b> Proporciones de materias primas para mezcla de cemento C10-A30 por contenido de $SO_3$ a ensayar.....	232
<b>Tabla A - 5:</b> Proporciones de materias primas para mezcla de cemento C15-A30 por contenido de $SO_3$ a ensayar.....	232
<b>Tabla A - 6:</b> Proporciones de materias primas para mezcla de cemento C20-A30 por contenido de $SO_3$ a ensayar.....	232

## Lista de ecuaciones

	<b>Pág.</b>
<b>Ecuación 2-1:</b> Modelo de carbonatación simplificado.....	57
<b>Ecuación 2-2:</b> Modelo de carbonatación basado en microestructura del concreto. ....	58
<b>Ecuación 2-3:</b> Constante de carbonatación en función del tiempo. ....	58
<b>Ecuación 2-4:</b> Reacción anódica.....	64
<b>Ecuación 2-5:</b> Reacción catódica.....	64
<b>Ecuación 2-6:</b> Reacción química del hidróxido ferroso.....	64
<b>Ecuación 2-7:</b> Reacción química del hidróxido férrico.....	64
<b>Ecuación 2-8:</b> Reacción química del óxido férrico hidratado. ....	64
<b>Ecuación 2-9:</b> Ajuste parabólico de mínimos cuadrados. ....	72
<b>Ecuación 2-10:</b> Aproximación del %SO <sub>3</sub> óptimo mediante ajuste parabólico de mínimos cuadrados. ....	72
<b>Ecuación 2-11:</b> Ajuste parabólico asimétrico de mínimos cuadrados. ....	73
<b>Ecuación 2-12:</b> Constante de calibración de celdas de calorímetro semi adiabático.....	74
<b>Ecuación 2-13:</b> Constante de calibración de celdas como función del cambio de temperatura. ....	75
<b>Ecuación 2-14:</b> Calor de hidratación específico total acumulado. ....	75
<b>Ecuación 2-15:</b> Potencial en función del tiempo.....	75
<b>Ecuación 2-16:</b> Corriente en función del tiempo.....	75
<b>Ecuación 2-17:</b> Impedancia del sistema entero.....	76
<b>Ecuación 2-18:</b> Correlación entre frecuencia radial y frecuencia aplicada.....	76
<b>Ecuación 2-19:</b> Resistividad eléctrica.....	77
<b>Ecuación 2-20:</b> Relación corriente de corrosión y resistencia a la polarización.....	84
<b>Ecuación 2-21:</b> Constante de Stern-Geary.....	84
<b>Ecuación 2-22:</b> Densidad de corriente de corrosión.....	85
<b>Ecuación 2-23:</b> Cálculo de $R_s$ considerando resistencia eléctrica $R_c$ del concreto. ....	85
<b>Ecuación 2-24:</b> Ley de Ohm en corriente DC.....	87
<b>Ecuación 2-25:</b> Ley de Ohm en corriente AC.....	87
<b>Ecuación 2-26:</b> Corriente real de vector giratorio (impedancia).....	87
<b>Ecuación 2-27:</b> Corriente imaginaria de vector giratorio (impedancia). ....	87
<b>Ecuación 2-28:</b> Separación de componentes de potencial.....	88
<b>Ecuación 2-29:</b> Separación de componentes de corriente. ....	88
<b>Ecuación 2-30:</b> Separación de componentes de impedancia.....	88
<b>Ecuación 2-31:</b> Amplitud absoluta de impedancia.....	88
<b>Ecuación 2-32:</b> Angulo de desfase. ....	88

---

<b>Ecuación 5-1:</b> Densidad aparente promedio de agregados.....	130
<b>Ecuación 5-2:</b> Ajuste de agua de mezclado por humedad de los agregados.....	130
<b>Ecuación 5-3:</b> Cálculo del porcentaje de absorción del concreto.....	137
<b>Ecuación 5-4:</b> Calculo de la densidad relativa seca del concreto. ....	137
<b>Ecuación 5-5:</b> Densidad relativa aparente del concreto.....	137
<b>Ecuación 5-6:</b> Cálculo del porcentaje de volumen de poros permeables del concreto..	138
<b>Ecuación 5-7:</b> Ajuste de datos de potencial y corriente para cálculo de $R_T$ . ....	153
<b>Ecuación 5-8:</b> Primera derivada de $p(x)$ . ....	153

## Lista de símbolos y abreviaturas

### Símbolos con letras latinas

Símbolo	Término	Unidad	Definición
$A$	Área	$m^2$	-
$B$	Constante de Stern-Geary	mV	$\frac{\beta_a \beta_c}{2.3(\beta_a + \beta_c)}$
$E_{oc}$	Potencial de corrosión	mV	-
$F$	Fuerza	kN	-
$f'_c, f'_m$	Resistencia a la compresión del concreto (c) o del mortero (m)	MPa	$\frac{F}{A}$
$i_{corr}$	Densidad de corriente de corrosión	$\mu A/cm^2$	$i_{corr} = \frac{B}{AR_S}$
$k_c, k_m$	Constante o tasa de carbonatación del concreto (c) o del mortero (m)	$mm/día^{0.5}$	-
$L$	Longitud	m	-
$m$	Masa	gr	-
$Q_e$	Calor específico total	J/gr	$Q_e = \frac{c \int_0^t T(t) dt}{m}$
$R_C$	Resistencia eléctrica del concreto	k $\Omega$	-
$R_S$	Resistencia a la polarización del acero	k $\Omega \cdot cm^2$	-
$t$	Tiempo	s	-
$T_e$	Temperatura específica	$^{\circ}C/gr$	-
$X$	Profundidad de carbonatación	mm	-

### Símbolos con letras griegas

Símbolo	Término	Unidad	Definición
$\beta_a$	Pendiente anódica	mV	-
$\beta_c$	Pendiente catódica	mV	-
$\rho$	Resistividad eléctrica	$\Omega \cdot cm$	$\frac{RA}{L}$
$\sigma$	Conductividad eléctrica	S	$\frac{1}{\rho}$

## Abreviaturas

### Abreviatura Término

---

a/mc	Agua/material cementante
ART	Alta resistencia temprana
C3A	Aluminato tricálcico
C3S	Silicato tricálcico
CASH	Silicato-aluminatos de calcio hidratados
CSH	Silicatos de calcio hidratados
DRX	Difracción de rayos X
EPFL	École Polytechnique Fédérale de Lausanne
FA	Ceniza volante
IQR	Rango inter cuartílico
ITZ	Zona de transición interfacial
LC3	Cemento pórtland adicionado con caliza y arcilla calcinada
LPR	Resistencia a la polarización lineal
MIP	Porosimetría de intrusión de mercurio
OPC	Cemento pórtland ordinario
PIB	Producto Interno Bruto
RAS	Reacción álcali sílice
SCE	Electrodo de calomel saturado estándar
SCM	Materiales cementantes suplementarios
SEM-EDX	Microscopia electrónica de barrido con detector de energía dispersiva
TGA	Análisis termogravimétrico



# Introducción

El concreto es el material más usado en la construcción y es poco probable que esta tendencia cambie en el futuro. Sin embargo, existen impactos ambientales importantes generados por la industria del cemento y concreto relacionados con las emisiones de CO<sub>2</sub>, particularmente durante la calcinación (descarbonización) de la piedra caliza utilizada como materia prima en la manufactura del cemento. En este sentido, el uso de materiales cementicios suplementarios (SCM) como reemplazo parcial del clínker en el cemento pórtland Ordinario (OPC) ha sido una estrategia viable para mitigar estos impactos ambientales, permitiendo obtener concretos con un desempeño mecánico y durabilidad comparables al concreto fabricado con OPC.

No obstante, el uso de altos niveles de reemplazo de clínker pórtland produce una reducción de la reserva alcalina del concreto, condición que facilita la pérdida de la protección pasiva del acero de refuerzo en este como efecto de la carbonatación. Todas las estructuras de concreto se encuentran expuestas de alguna forma a la acción del CO<sub>2</sub> presente en el ambiente o el suelo, el cual es un agente nocivo que ingresa al concreto y reacciona con algunos productos de la hidratación del cemento como el hidróxido de calcio para formar carbonato de calcio. Además, este proceso produce la reducción del pH del concreto aumentando la probabilidad de corrosión del acero de refuerzo. Actualmente, el deterioro por corrosión es la principal problemática de durabilidad en las estructuras de concreto reforzado, la cual genera múltiples impactos económicos, sociales y ambientales.

Diversos estudios e investigaciones han mostrado que un concreto [1] o un mortero [2], [3] hecho con OPC (50 %) y con adición conjunta de caliza (15 %) y arcilla calcinada (30 %) con un contenido de cerca del 40% de caolinita (cementos LC3), es suficiente para obtener propiedades mecánicas similares al concreto o mortero fabricado con OPC, y mejorar la durabilidad frente al ataque por cloruros y la RAS [4], [5]. Sin embargo, el concreto fabricado con cementos LC3 al igual que el concreto hecho con otros tipos de SCM puede presentar una mayor susceptibilidad a la carbonatación debido a una menor disponibilidad

de hidróxido de calcio en la pasta de cemento, compuesto que es consumido durante las reacciones puzolánicas de los cementos LC3 y en función del nivel de reemplazo del clínker por la caliza y la arcilla calcinada. A pesar de esto, la sinergia existente entre constituyentes como la caliza y arcilla calcinada, y una adecuada dosificación del contenido de sulfato en los cementos LC3, permiten obtener una microestructura más densa que podría mitigar los efectos del ingreso de agentes nocivos como el  $\text{CO}_2$  en el concreto.

No existe un consenso general respecto a la resistencia a la corrosión debida a carbonatación de los concretos fabricados con cementos LC3. Rathnarajan et al. [6] muestran que en condición natural los concretos LC3 pueden tener una resistencia a la carbonatación comparable a otros SCM o el OPC en el largo plazo. Por su parte, Rathnarajan [7] encontró una tendencia más desfavorable para el caso de carbonatación en condición acelerada. También, Nguyen & Castel [8] señalan que los concretos LC3 pueden presentar niveles de corrosión bajos o moderados en el acero de refuerzo para ciertas condiciones de carbonatación y a largo plazo. Habitualmente, los modelos de durabilidad por corrosión debida a carbonatación consideran que la etapa de propagación, en la cual el deterioro crece rápidamente, inicia una vez el frente de carbonatación alcanza la barra de acero, es decir, cuando se supera el recubrimiento del concreto. No obstante, estos efectos podrían empezar a desarrollarse y observarse antes de que esto ocurra, intervalo de tiempo conocido como periodo de iniciación. También, Sharma et. al [9] sugieren como unas potenciales áreas de investigación de los concretos LC3, el estudio de las tasas de carbonatación bajo diversas condiciones y la influencia de la carbonatación en la corrosión del acero embebido en los concretos hechos con cementos LC3.

De acuerdo con lo anterior, este trabajo evaluó la resistencia a la corrosión debida a la carbonatación en concretos fabricados con cemento pórtland adicionado con caliza y arcilla calcinada, investigando los efectos de la carbonatación en la despasivación del acero de refuerzo a corto plazo, particularmente, para la condición de exposición acelerada. De esta forma, la etapa experimental investigación abarcó tres fases principales: la fase 1 en donde se formularon y definieron los cementos de prueba, mediante el estudio del proceso de hidratación en la pasta de cemento y al ajuste del contenido de sulfato (yeso) en cada mezcla; la fase 2 correspondiente a la obtención de los especímenes de ensayo de pasta, mortero y concreto, a partir de la formulación de diseños de mezcla y la caracterización del cemento, agregados y aditivo químico; y la fase

3 en la cual se evaluó la resistencia a la carbonatación en los morteros y concretos de prueba, así como la resistencia a la corrosión del acero embebido en los concretos de prueba, mediante el uso de las técnicas electroquímicas de resistencia a la polarización lineal (LPR) y espectroscopia de impedancia electroquímica (EIS). Esta evaluación se realizó en condiciones de carbonatación acelerada y natural, siendo esta última limitada por el tiempo de exposición y el tiempo de desarrollo de la presente investigación.

Considerando lo previo, el presente documento tiene la siguiente estructura: inicialmente, se presentan los objetivos propuestos según las fases del programa experimental definidas para la investigación; en el capítulo 1 se expone el estado del conocimiento y la justificación de la investigación que brindan los antecedentes para el desarrollo del presente trabajo; en el capítulo 2 se recopilan los principales conceptos de la tecnología del concreto y métodos de ensayo que dan el soporte teórico y normativo para el desarrollo del programa experimental de la investigación; en el capítulo 3 se describen las actividades desarrolladas en cada una de las fases de la investigación; en el capítulo 4 se presenta la caracterización física, química y mineralógica de los materiales usados para la fabricación de los diferentes especímenes de ensayo; en el capítulo 5 se detalla la metodología desarrollada para la ejecución de cada actividad del programa experimental de la investigación; en el capítulo 6 se presentan y analizan los resultados de la investigación considerando otros resultados reportados en la literatura técnica; y finalmente; en el capítulo 7 se presentan las conclusiones y recomendaciones resultantes de la ejecución de la presente investigación.



# Objetivos

El objetivo principal de esta investigación es evaluar la resistencia a la corrosión debida a la carbonatación de concretos fabricados con cementos base cemento pórtland, caliza y arcilla calcinada.

Adicionalmente, se definen los objetivos específicos anunciados a continuación:

- Desarrollar cinco mezclas base cemento pórtland adicionado con caliza y arcilla calcinada, a partir de la caracterización de la pasta de cemento y la definición del contenido apropiado de sulfato (yeso) para cada mezcla.
- Evaluar el desempeño equivalente frente a la carbonatación en el mortero y concreto desarrollado con cementos pórtland adicionados con caliza y arcilla calcinada.
- Evaluar la resistencia a la corrosión para los concretos desarrollados con cemento pórtland adicionado con caliza y arcilla calcinada en condición de carbonatación natural y acelerada, utilizando el método de polarización lineal e impedancia electroquímica.



# 1. Antecedentes

La corrosión del acero de refuerzo en estructuras de concreto ha sido una problemática con múltiples efectos negativos en la sociedad que, sumado a los impactos ambientales de la producción de concreto principalmente asociados a la manufactura del cemento, han puesto en manifiesto la necesidad de buscar, estudiar, producir y utilizar materiales cementantes resistentes, durables, económicos y sostenibles ambientalmente. Los concretos hechos con cementos pórtland adicionados con caliza y arcilla calcinada (LC3) han mostrado un desempeño comparable a los concretos hechos con cemento pórtland ordinario (OPC) y otros materiales cementantes suplementarios (SCM). A pesar de esto, persisten algunos interrogantes respecto a la resistencia a la corrosión debida a carbonatación de los concretos LC3, sobre los cuales se sustenta el desarrollo de esta investigación como se muestra en detalle en el presente capítulo.

## 1.1 Estado del conocimiento

La corrosión del acero de refuerzo es un mecanismo de deterioro ampliamente conocido y que afecta la durabilidad de las estructuras de concreto alrededor del mundo. También, diversos estudios han mostrado los impactos del uso de SCM en el concreto, en términos de sostenibilidad ambiental [10] y durabilidad [11]. Por su parte, el desarrollo de los cementos LC3 se soporta en el conocimiento obtenido de un gran número de investigaciones [5], [12] y pruebas de producción [13], [14] que han permitido evaluar su comportamiento y las propiedades de este material [5]. Particularmente, estas experiencias han resaltado la importancia de estudiar la resistencia a la corrosión debida a la carbonatación en los concretos con cementos LC3 [4], teniendo en cuenta las posibilidades en el uso de SCM como la caliza y la arcilla calcinada en la producción de cemento, así como el desempeño de este material ante fenómenos como la carbonatación [6].

### 1.1.1 Contexto general

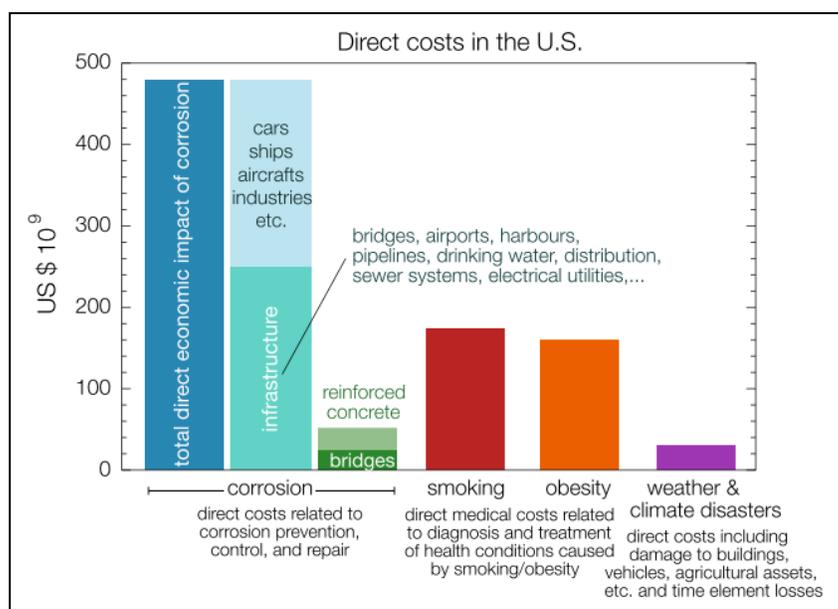
A lo largo de la historia, el uso y desarrollo de materiales cementantes ha permitido el progreso de la civilización humana desde la aparición de los primeros asentamientos humanos como Göbekli Tepe en Turquía en el s. X a.C. Algunas civilizaciones como el Imperio Romano extendieron ampliamente el uso de materiales como la cal hidráulica y las puzolanas en la construcción de diversas obras de ingeniería durante los primeros siglos después de Cristo. Sin embargo, fue Joseph Aspdin en 1.824 quien patentó un cemento mejorado denominado pórtland, producto derivado de la calcinación conjunta de piedra caliza y arcillas. Durante el s. XX se dieron importantes innovaciones tecnológicas que produjeron el aumento exponencial de la demanda del cemento y concreto [15].

Actualmente, el concreto es el material más utilizado en la construcción de obras civiles en el mundo y debido a su versatilidad de desempeños, usos y aplicaciones, es poco probable que esta tendencia cambie en el futuro. Por ejemplo, el concreto fabricado con OPC provee protección física y química al acero de refuerzo embebido. Esta protección física corresponde a la barrera física formada por el concreto y que evita la exposición directa del acero al ambiente. Por su parte, la protección química corresponde al ambiente alcalino (pH entre 12,5 y 13,5) presente en el concreto, que promueve la formación de una capa protectora pasiva sobre la superficie del acero [16]. No obstante, cuando esta protección se pierde puede desarrollarse corrosión en el acero de refuerzo, la cual es una de las causas predominantes del deterioro en estructuras de concreto reforzado.

Los resultados de un estudio desarrollado entre 1.999 y 2.001 por CC Technologies Laboratories Inc con el apoyo de la U.S. Federal Highway Administration (FHWA) y la NACE International - The Corrosion Society, mostraron que el costo directo estimado para 1.998 de la corrosión en Estados Unidos fue de 276 mil millones de dólares correspondientes al 3,1 % del Producto Interno Bruto (PIB) de ese país. De estos, 26 mil millones de dólares correspondieron a costos directos asociados a corrosión en la infraestructura [17]. Más recientemente, Angst [18] extrapoló los resultados presentados por NACE International [17], tomando como base la proporción de los costos directos asociados a la corrosión sobre el PIB de Estados Unidos, estimando un valor de 575 mil millones de dólares para 2.016. Además, contrastó estas cifras con los costos asociados a problemas de salud pública y desastres naturales como se muestra en la Figura 1-1, que permiten visualizar el impacto económico de la problemática de la corrosión en la

infraestructura en general. Se resalta que, estas cifras abarcan solamente costos directos sin incluir los costos sociales y ambientales de pérdida de productividad, problemas de tráfico o impactos negativos sobre el medio ambiente.

**Figura 1-1:** Impacto económico de la corrosión NACE International [17] y otros problemas importantes seleccionados en Estados Unidos.



Fuente: Tomada de Angst [18]

Por otra parte, en las últimas décadas han surgido fuertes presiones sobre la industria del cemento, relacionadas con los grandes impactos ambientales que produce esta industria. De acuerdo con la International Energy Agency [19], el sector del cemento tuvo para 2.014 la segunda mayor proporción de emisiones industriales directas<sup>1</sup> totales de dióxido de carbono (CO<sub>2</sub>) en el mundo con un 27 % (2,2 gigatoneladas de CO<sub>2</sub>). Lo anterior, a pesar de avances considerables en la eficiencia energética, el uso de combustibles alternativos y reemplazo del clinker de OPC mediante el uso de SCM. Además, cerca de dos terceras partes de las emisiones de CO<sub>2</sub> generadas durante la manufactura del cemento se producen durante la descomposición de la piedra caliza (carbonato de calcio), y el resto se deben a la combustión de combustibles.

<sup>1</sup> Las emisiones directas de CO<sub>2</sub> se refieren a las emisiones que se generan y liberan en el proceso de producción del cemento [19].

La materia prima del cemento OPC, que contiene más de un 90 % de clínker, corresponde a materiales disponibles a bajo costo en casi todas partes, aunque el proceso de producción del OPC requiere la molienda y calcinación a altas temperaturas de mezclas conjuntas de arcilla y piedra caliza [10]. Según cifras presentadas por World Business Council for Sustainable Development [20], la producción de OPC genera en promedio 842 kg de CO<sub>2</sub> por ton de clínker producido. Para el caso de la producción de los cementos LC3 en Cuba, Sánchez Barriel et al. [21] muestran que para estos se puede tener un orden de 580 kg de CO<sub>2</sub> por ton de cemento producido, si los depósitos de arcilla se encuentran a una distancia menor a 350 km de la planta de cemento. A pesar de esto, el cemento es uno de los productos más consumidos en el mundo y el crecimiento urbano en los países en vía de desarrollo como Colombia seguirá impulsando el aumento de su demanda [22].

La escoria de alto horno, la ceniza volante o la caliza, son ampliamente usados en la producción del concreto, ya sea en la manufactura del cemento o adicionados por separado representando una solución viable como reemplazo parcial del OPC [23]. De este modo, la búsqueda y el uso de nuevas fuentes de SCM ha sido una estrategia exitosa con un gran potencial de reducir las emisiones de CO<sub>2</sub>, así como disminuir el consumo de recursos vírgenes en la producción del cemento convencional, especialmente en países en vía de desarrollo. Sin embargo, varias fuentes de SCM conocidos no cuentan con la disponibilidad suficiente para su uso en la producción masiva de cemento [4].

La búsqueda de fuentes abundantes de SCM alrededor del mundo ha centrado la atención en materiales ampliamente disponibles en la corteza terrestre como la caliza y la arcilla calcinada. Diversos estudios han mostrado que concretos [1] o morteros [2], [3] hechos con OPC (50 %), caliza (15 %) y arcilla calcinada (30 %) con un contenido aproximado del 40 % de caolinita, pueden tener propiedades mecánicas comparables con referencia a un concreto o mortero hecho con OPC. De forma similar, Zunino et al. [5] indican que el uso de la adición conjunta de caliza y arcilla calcinada permite la reducción del contenido de clínker en el OPC, sin comprometer las propiedades mecánicas en el concreto.

Scrivener et al. [4] y Zunino et al. [5] reportan que algunas propiedades relacionadas con la durabilidad de los concretos LC3 pueden ser mejoradas en comparación a un concreto fabricado con OPC. Entre estas se destacan la resistencia a la penetración de cloruros, la mitigación de la RAS con agregados reactivos, un buen desempeño en presencia de sulfatos y una carbonatación comparable a otros cementos con SCM. En contraposición,

es conocido que la tasa de carbonatación del concreto que contiene SCM como es el caso del LC3 es más alta que la del OPC, ya que se encuentra controlada principalmente por el contenido de iones  $\text{Ca}^{2+}$  disponibles en la solución de poros<sup>2</sup>. Considerando que la carbonatación es uno de los mecanismos que promueven la corrosión del acero de refuerzo en las estructuras de concreto reforzado [16], el estudio de la resistencia a la corrosión debida a la carbonatación en concretos LC3 ha tomado una gran importancia en el estudio de la durabilidad de este material.

### **1.1.2 Desarrollo del cemento pórtland adicionado con arcilla calcinada y caliza**

Algunos de los constituyentes del cemento más utilizados en lugar del clínker son, las puzolanas naturales (p. ej. materiales de origen volcánico), la caliza, la escoria de alto horno, la ceniza volante, la micro sílice y la arcilla calcinada, entre otros [19]. Como se mencionó previamente, el uso de SCM en la fabricación del OPC ha sido una estrategia común y viable para reducir las emisiones de  $\text{CO}_2$  que genera esta industria, obteniendo así menores relaciones clínker/cemento con niveles de reemplazo comunes hasta de un 30 %. Sin embargo, la disponibilidad y el costo de algunos de estos SCM ha limitado su uso masivo en la industria cementera en algunas partes del mundo. La Figura 1-2 muestra la disponibilidad estimada de algunos SCM comunes para el año 2013 [4].

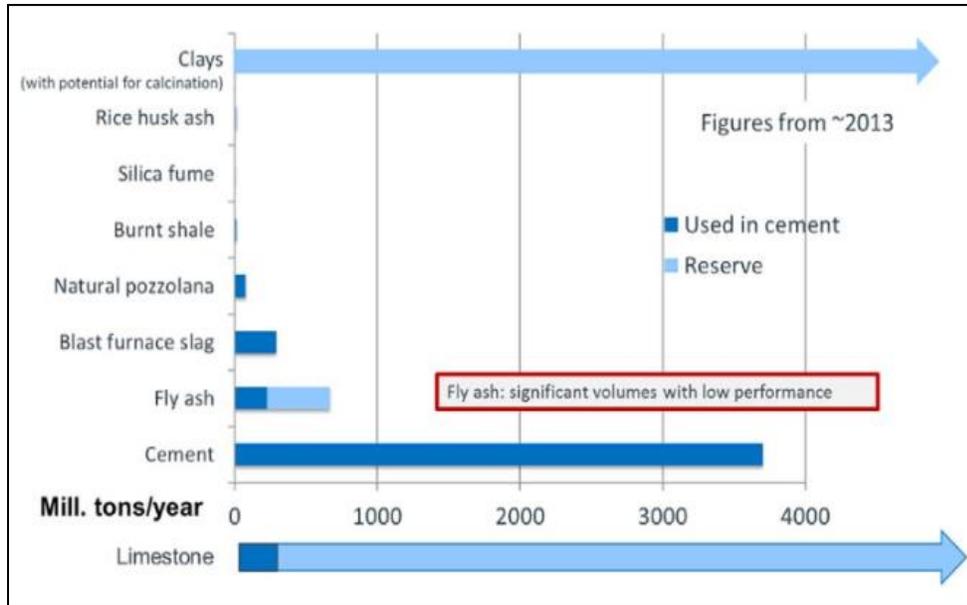
Se estima que la escoria y la ceniza volante presentan una disponibilidad de aproximadamente el 15 % de la producción del cemento [5]. La escoria granulada de alto horno es un subproducto de la fabricación del hierro que permite alcanzar altos niveles de reemplazo del clínker en el OPC (hasta 70 %); sin embargo, su disponibilidad se ha venido reduciendo durante las últimas décadas. Entre 1.980 y 2.014 la producción de escoria cayo del 17 % al 8 % respecto a la producción de cemento [10]. Dado que la demanda de acero aumenta a menor velocidad que la demanda de cemento, así como las presiones ambientales han aumentado la cantidad de acero que se recicla, es poco probable que esta tendencia cambie. También, la producción de hierro y por lo tanto de escoria, se concentra en pocos países en los cuales su disponibilidad es limitada respecto a países

---

<sup>2</sup>**Solución de poros:** Se define como la solución alcalina presente en los poros del concreto endurecido [182]

en donde la demanda de cemento está aumentando [4]. Además, para que la escoria adquiera propiedades de hidraulicidad latente (ver Figura 2-1) es necesario someterla a un enfriamiento brusco una vez sale del horno, mediante un chorro de agua o de aire frío, lo que impacta directamente en los costos de su producción [15], ya que se requieren aspectos tecnológicos en estas industrias que no siempre están disponibles.

**Figura 1-2:** Disponibilidad de SCM comunes para el año 2.013.



Fuente: Tomada de Scrivener et al. [4]

La ceniza volante es un subproducto generado en las centrales eléctricas durante la combustión del carbón y que tiene una disponibilidad de alrededor del 30 % respecto al cemento, pero su calidad es muy variable por lo que se estima que una tercera parte es apta para ser adicionada al cemento [4]. Aunque esa proporción puede incrementar a partir de una mejor caracterización y clasificación de las cenizas volantes, es poco probable que la activación química de las cenizas volantes no reactivas sea viable económicamente [10]. Igualmente, se espera que el uso de combustibles fósiles como el carbón en el futuro sea limitado debido a las implicaciones ambientales que genera esta industria, por lo que se espera también que la disponibilidad de la ceniza volante tienda a disminuir en un futuro.

La caliza está disponible abundantemente, es de bajo costo y consume poca energía durante su molienda, por lo que es utilizada para ajustar la distribución de tamaños de partícula de los componentes del cemento, mejorando la trabajabilidad y resistencia a largo

plazo en el concreto [12]. Sin embargo, la adición de más de 10 % de caliza con OPC tiende a resultar en un incremento de la porosidad del concreto [5]. El efecto de dilución de la caliza fue estudiado por Bonavetti et al. [24], quienes mostraron que el OPC adicionado solo con caliza promueve la transformación de monosulfoaluminatos a monocarboaluminatos durante el proceso de hidratación. Estos son compuestos inestables en ambientes con presencia de sulfatos y cloruros, que terminan afectando la durabilidad del concreto en este tipo de ambientes. A pesar de esto, el uso en el cemento de adición conjunta de caliza con otros SCM que contienen alúmina como las arcillas calcinadas, cenizas volantes y escorias de alto horno, contribuye a rellenar espacios y mejorar la resistencia y la durabilidad en el concreto. Esto como producto de la reacción de la alúmina con el carbonato de calcio aportado por la caliza [10].

El uso de la arcilla calcinada como reemplazo parcial del clínker de OPC es una práctica conocida desde hace tiempo y las reservas de arcilla son muy grandes respecto a la cantidad de cemento producido. Por ejemplo, Brasil ha tenido desde 1.970 una producción anual de 2 millones de toneladas y China e India tienen una industria cerámica que cuenta con reservas importantes de arcilla con gran potencial de explotación. A pesar de esto, en algunos países la accesibilidad a las reservas de arcilla puede ser menor y su explotación implica un impacto en los recursos naturales. En consecuencia, el uso de la arcilla calcinada en la manufactura del cemento probablemente siga la tendencia de otros SCM, ya sea como subproducto de otra industria o mediante calcinación in situ en las plantas de cemento, utilizando materiales locales y evitando el transporte de larga distancia [10]. El proceso de calcinación entre 700 °C a 850 °C de las arcillas que contienen caolinita se realiza con el fin de producir materiales reactivos. Este proceso implica un mayor costo respecto al uso de escoria o ceniza volante, cuando estos SCM están disponibles localmente. No obstante, dichos materiales no están disponibles en muchos países [4].

La posibilidad de realizar adiciones conjuntas de SCM y obtener mayores niveles de reemplazo del clínker en el OPC ha impulsado el estudio de los cementos LC3. Particularmente, se ha podido establecer que en estos sistemas la caliza promueve la hidratación del clínker proporcionando superficies de nucleación (efecto de relleno) que contribuyen a las reacciones de hidratación en presencia de aluminatos que son aportados por la arcilla calcinada [12]. De esta forma, la reacción sinérgica de la alúmina de la arcilla calcinada con la caliza permite formar productos de hidratación adicionales obteniendo

resistencia y buenas propiedades en el concreto, incluso para altos niveles de reemplazo [5]. Adicionalmente, las arcillas caolinitas calcinadas tienen la ventaja de reaccionar más rápidamente que la ceniza volante e incluso, que la escoria de alto horno [10].

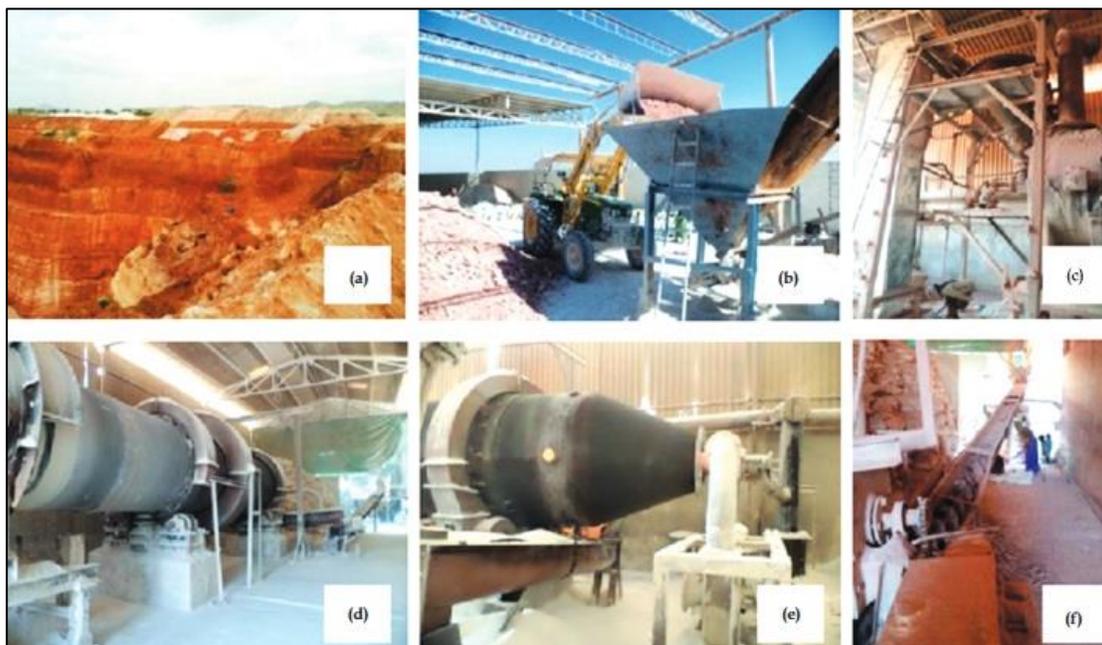
En India se han desarrollado pruebas piloto de producción de cemento y concreto LC3 utilizando materias primas disponibles localmente, plantas de cemento existentes y mano de obra sin experiencia en la fabricación de cemento. Estas pruebas han mostrado que morteros o concretos fabricados con cementos LC3 con un nivel de reemplazo de clínker hasta del 50 %, presentan resistencias a la compresión a 28 días comparables al OPC. Lo anterior, incluso incorporando arcilla calcinada con un contenido de caolinita inferior al 40 % [13], [14]. También, en Cuba se han llevado a cabo pruebas de producción industriales mostrando que incluso en condiciones no óptimas, se han logrado resultados aceptables en el desempeño de los concretos LC3 y en aplicaciones como los prefabricados de concreto [25]. De este modo, estas pruebas han mostrado la viabilidad técnica, ambiental y económica en la producción a escala industrial de los cementos LC3.

Fernández et al. [26] estudiaron la descomposición de tres tipos de arcillas minerales calcinadas entre 600 °C y 800 °C, además de su actividad puzolánica en materiales cementantes. Las arcillas utilizadas fueron caolinita, illita y montmorillonita, las cuales se encuentran comúnmente en la corteza terrestre. Así, este estudio mostró que la caolinita calcinada presenta el mayor potencial de activación y actividad puzolánica, promoviendo la formación de una microestructura más densa en el concreto. Por su parte, la montmorillonita y la illita mostraron menor reactividad, siendo la illita calificada como un relleno inerte. También, Rashad [27] como resultado de una extensa revisión de literatura técnica, reportó que existe un amplio margen de temperatura óptima y tiempo de calcinación de la arcilla caolinita. Esto resalta la importancia de la selección del tipo de arcilla con cierto contenido de caolín, además del estudio de su proceso óptimo de calcinación en el desarrollo de los cementos LC3. En la Figura 1-3 se muestra el proceso de calcinación de una arcilla.

Las arcillas con contenidos de caolín de alta pureza, con alta reactividad y que han sido sometidas a un proceso de calcinación son denominadas "*metacaolines*". Además, este es un SCM ampliamente conocido y caracterizado por una mejora potencial de la durabilidad en términos de permeabilidad y mitigación de la RAS en el concreto. Sin embargo, este material también es usado en otras aplicaciones industriales como la fabricación de papel,

plástico, adhesivos, caucho, pinturas refractarias, ladrillos y cerámica [28]. Esto significa que habitualmente el costo del metacaolín es superior al del cemento [4].

**Figura 1-3:** Proceso de calcinación de la arcilla: a) mina, b) caída de arcilla cruda en la tolva, c) pulverizador, d) horno rotatorio, e) punto de salida del horno, f) zona de enfriamiento.



Fuente: Tomada de Arun et al. [14]

Antoni et al. [29] investigaron un OPC adicionado con 15 % de caliza; con 30 % de metacaolín; y con adición conjunta (15 %, 30 %, 45 % y 60 %) de caliza y metacaolín (relación 1:2). También, estudiaron el impacto de adicionar yeso a las mezclas de 15 % de caliza y 30 % de metacaolín. De este modo, encontraron que las mezclas conjuntas de OPC con caliza y metacaolín hasta un nivel de reemplazo del 45 %, tuvieron aceptables propiedades mecánicas en el concreto a 7 días y 28 días. Adicionalmente, los resultados de ensayos de difracción de rayos X (DRX) mostraron la reacción de los aluminatos aportados por el metacaolín, con cantidades significativas de hemicarboaluminato y en menor grado monocarboaluminato desde edades de 1 día. También, concluyeron con base en los resultados de análisis termogravimétricos (TGA) que las reacciones del metacaolín y la caliza consumen el hidróxido de calcio, que puede estar completamente ausente a edades avanzadas en las mezclas con altos niveles de sustitución, lo que puede significar que estas mezclas presenten una mayor tendencia a carbonatarse.

Lothenbach et al. [30] encontraron que el uso de caliza como adición del OPC acelera la reacción del proceso de hidratación e influye en la formación de los productos de hidratación. Además, en estos cementos se hacen presentes monocarboaluminatos en lugar de monosulfoaluminatos que son estables a temperatura ambiente. Adicionalmente, Bonavetti et al. [24] señalan que los monocarboaluminatos son inestables en ambientes con presencia de sulfatos y cloruros, y que en estos cementos se promueve la reconversión de monosulfoaluminatos en etringita debido a los sulfatos liberados durante la reacción de sustitución de los carbonatos. Este es un factor que refleja la necesidad de ajustar y balancear el contenido de yeso (sulfato de calcio) como regulador de fraguado en los cementos LC3.

Rodríguez & Tobón [31] estudiaron la influencia del clínker, la relación arcilla calcinada/caliza y el contenido de sulfato ( $\text{SO}_3$ ) en el comportamiento de los cementos LC3, obteniendo que los dos primeros son los factores más relevantes en la formulación de los cementos LC3. También, este estudio indica que el clínker es el principal responsable del comportamiento a edades tempranas y la resistencia a la compresión de 1 día a 7 días, así como la liberación de energía resultante es proporcional al contenido de clínker. Por su parte, la relación arcilla calcinada/caliza tuvo mayor incidencia en el proceso de hidratación, al acortar el periodo de inducción y tiempo de agotamiento del  $\text{SO}_3$ , logrando un efecto comparable al del clínker luego de 28 días de hidratación. Además, los resultados de los ensayos de TGA y DRX mostraron la presencia de hemi y/o monocarboaluminatos por lo que, se señala que los cementos LC3 desarrollan una estructura de poros más fina.

Zunino & Scrivener [32] mostraron que existen múltiples factores que afectan la tasa de consumo del sulfato a edades tempranas de hidratación en los sistemas silicato tricálcico ( $\text{C}_3\text{S}$ )/aluminato tricálcico ( $\text{C}_3\text{A}$ ) tales como los cementos LC3, y que la interacción entre el sulfato,  $\text{C}_3\text{S}$  y  $\text{C}_3\text{A}$  es compleja y no puede ser descrita por un único factor. Además, Zunino & Scrivener [33] indican que los SCM pueden tener un impacto significativo sobre el balance del sulfato en los cementos LC3, debido al efecto de relleno que estos producen y principalmente, debido a una mayor área superficial más que a su composición química. También, indican que la absorción del sulfato por los silicatos de calcio hidratados (gel CSH) durante el proceso de hidratación en los cementos LC3, es fundamental para lograr los efectos de relleno de los SCM. Este es un aspecto de gran importancia para el desarrollo de una microestructura más densa en los cementos LC3.

Dhandapani et al. [1] evaluaron las propiedades mecánicas de concretos con tres tipos de cementantes: OPC; LC3 y OPC adicionado con ceniza volante (FA), con el fin de estudiar el potencial de uso de los cementos LC3 en concreto estructural respecto a los otros cementantes. Así, desarrollaron mezclas de concreto para resistencias a la compresión a 28 días de 50 MPa y 30 MPa, y una mezcla común fijando la relación agua/material cementante ( $a/mc$ ). De esta forma, concluyeron que los concretos LC3 mostraron un desarrollo de resistencia comparable al OPC y mejor que el FA en todas las mezclas de concreto. También encontraron que el módulo de elasticidad en los concretos LC3 fue comparable con las demás mezclas. Además, los resultados de los análisis de microscopia electrónica de barrido con detector de energía dispersiva (SEM-EDX) mostraron una composición microestructural diferente en los concretos LC3 en comparación con el OPC y FA, que sumado a los resultados de porosimetría revelaron una reducción en el tamaño de poros en los concretos LC3.

En síntesis, los cementos LC3 han mostrado un gran potencial de desarrollo hasta una escala industrial, siendo una alternativa real para reducir los impactos ambientales en la industria cementera. Además, la abundante disponibilidad de caliza y arcilla en la corteza terrestre constituyen fuentes potenciales de SCM respecto a otros como la ceniza volante y la escoria de alto horno, con la expectativa que su nivel de producción y uso sea, al menos, equiparable. Como se mostró previamente, diversos estudios han mostrado las reacciones sinérgicas que ocurren entre la caliza y la arcilla calcinada en los cementos LC3 y la necesidad de balancear el contenido de sulfato aportado por el yeso en este, así como la obtención de propiedades mecánicas en el concreto comparables al OPC o a cementantes con otros SCM.

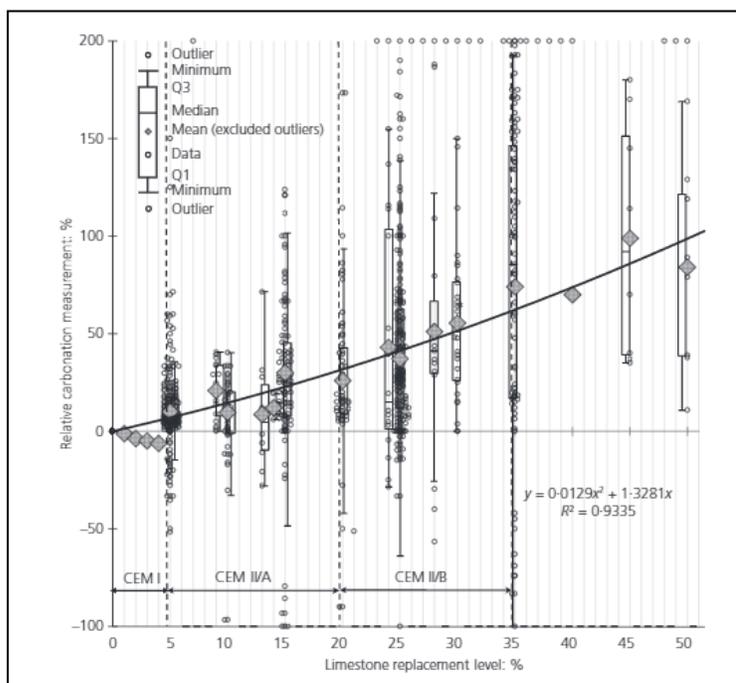
De igual modo, es conocido que la durabilidad es otro de los aspectos con un gran potencial de mejora en los concretos hechos con LC3. Esto ha sido atribuido en gran medida a la obtención de una microestructura más densa en estos concretos, la cual podría restringir el ingreso de agentes nocivos al concreto a través de diversos mecanismos de transporte. Sin embargo, Sharma et al. [9] destacan como algunas de las potenciales áreas de investigación de los cementos LC3 el estudio de *“la influencia de la carbonatación sobre parámetros microestructurales que pueden influenciar la corrosión”*, así como de *“las tasas de carbonatación bajo diversas condiciones”*.

### 1.1.3 Resistencia a la corrosión debida a la carbonatación

Por lo general, es bien conocido que el uso de SCM en el cemento produce concretos con una menor disponibilidad de hidróxido de calcio ( $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ) o portlandita, ya sea por efecto de un mayor nivel de remplazo del OPC, o porque este producto de hidratación es consumido durante las reacciones puzolánicas de algunos SCM, como es el caso de los cementos LC3. Además, la carbonatación es un proceso químico que depende de muchos factores y en el cual la portlandita reacciona con el  $\text{CO}_2$  produciendo carbonato de calcio ( $\text{CaCO}_3$ ) más agua ( $\text{H}_2\text{O}$ ). Este proceso desencadena la disminución del pH a valores entre 8 y 9 ocasionando la pérdida de la protección pasiva dada por el ambiente alcalino del concreto al acero de refuerzo [34]. En este sentido, la carbonatación constituye un mecanismo de deterioro a partir del cual, se puede desarrollar la corrosión del acero de refuerzo en las estructuras de concreto [35].

Zunino et al. [5] señalan también que la susceptibilidad a carbonatarse en los cementos con SCM es una consecuencia inevitable de la conservación de masa, dado que el cemento producido con menores emisiones de  $\text{CO}_2$  (asociadas a la descomposición de la pieza caliza), tendrá una menor capacidad de atrapar el  $\text{CO}_2$  atmosférico durante el proceso de carbonatación. De esta forma, señalan que la resistencia a la carbonatación en los cementos LC3 y en otros cementos adicionados puede mejorarse con un adecuado proceso de curado.

Licor [36] evaluó el comportamiento frente a la carbonatación en diferentes ambientes de exposición natural (laboratorio y ambiente cerca al mar) del concreto fabricado con cementos LC3 respecto a un OPC de referencia (P-35) producido en Cuba, con mezclas de concreto de una resistencia a la compresión objetivo de 25 MPa. En este estudio, se concluye que los especímenes de concretos LC3 expuestos en ambiente cerca al mar con una humedad relativa alta ( $> 80\%$ ), presentaron una menor profundidad del frente de carbonatación respecto al cemento P-35. Sin embargo, se indica que se obtuvo el efecto opuesto en el ambiente de laboratorio para una humedad relativa media, evidenciando una mayor susceptibilidad de carbonatación en los concretos LC3. Adicionalmente, el contenido de caliza en el cemento es directamente proporcional a la tendencia a carbonatarse del material como lo expone Elgalhud et al. [37], lo cual se puede apreciar en la Figura 1-4.

**Figura 1-4:** Efectos de adición de caliza en la resistencia a la carbonatación del concreto.

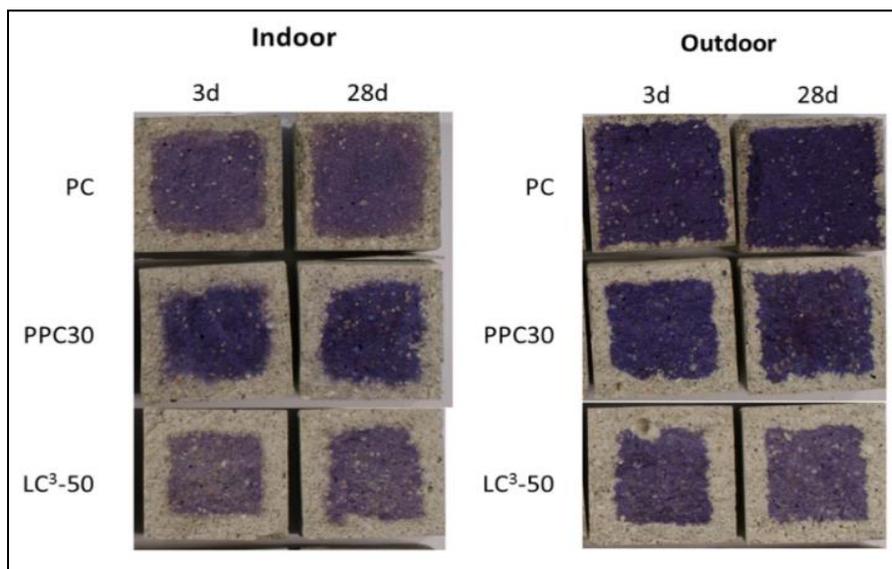
Fuente: Tomada de Elgalhud et al. [37]

Cárdenas et al. [38] obtuvieron resultados similares a los presentados por Licor [36] en mezclas de concretos LC3 y P-35. En las zonas de marea en donde se presenta una humedad relativa alta, los especímenes de concretos LC3 mostraron una menor profundidad de carbonatación respecto al concreto P-35. Mientras que las muestras de concretos LC3 expuestas a carbonatación natural en laboratorio y una humedad relativa entre 50 % y 70 % presentaron una menor resistencia a la carbonatación. De este modo, se señala que en el caso del ambiente costero, los concretos LC3 tuvieron un mejor comportamiento respecto al concreto P-35 debido a que este último tuvo una mayor cantidad de compuestos solubles que fueron lavados por el agua de mar y afectaron su estructura de poros, removiendo compuestos que le suministran alta alcalinidad. Por su parte, en el caso del ambiente de carbonatación natural en el laboratorio, los concretos LC3 tuvieron un menor índice de alcalinidad a pesar de que este presentó una reducción de la porosidad respecto al concreto P-35.

En este sentido, Scrivener & Martirena [4] exponen que debido al menor contenido de calcio total que tienen los cementos LC3 y al igual que en otros cementos adicionados, estos tienen una menor capacidad para atrapar el  $\text{CO}_2$  durante la carbonatación. No obstante, esto podría ser compensado con el hecho de que en el concreto fabricado con

cementos LC3 podría tener una menor permeabilidad, lo que al mismo tiempo aumentaría la exigencia en el proceso de curado del concreto. En la Figura 1-5 se puede apreciar la carbonatación medida usando un indicador de timolftaleína, con el cual se obtiene una transición de color de incoloro a azul en el rango 9,3 - 10,5, para cubos de mortero expuestos en ambiente natural en interiores y exteriores en la École Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL) en Suiza luego de 2 años de exposición natural.

**Figura 1-5:** Profundidad de carbonatación después de 2 años de exposición natural al interior y exterior del EPFL, Suiza.



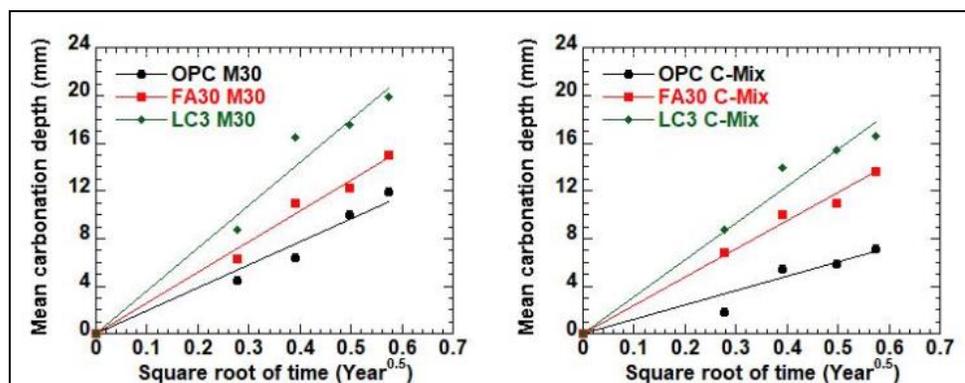
Cemento pórtland ordinario (PC), mezcla adicionada con 30 % de arcilla calcinada (90 % de contenido de caolinita original) (PPC30) y mezcla de LC3-50, de 50 % clínker con arcilla calcinada (30 %) y caliza (15 %) con curado húmedo durante 3 días (3D) y 28 días (28D), antes de la exposición a la atmósfera.

Fuente: Tomada de Scrivener & Martirena [4]

Rathinarajan & Pillai [7] evaluaron las tasas de carbonatación para concretos hechos con OPC, OPC + 30 % de FA y LC3, para una condición natural y acelerada. Los especímenes de concreto fueron curados durante 28 días y para la condición de carbonatación acelerada se usó una cámara con una concentración de CO<sub>2</sub> del 3 %. Además, la profundidad del avance del frente de carbonatación fue medida utilizando un indicador de fenolftaleína. Los resultados de este estudio mostraron una tendencia similar para las condiciones de exposición natural y acelerada, permitiendo comparar el rendimiento relativo entre diferentes mezclas. Sin embargo, se concluye que en las pruebas de carbonatación acelerada, el aumento en la profundidad de carbonatación observada en las mezclas

adicionadas con SCM se podría atribuir a la reducción potencial de contenido carbonatable en la matriz de cemento debido a la acción puzolánica y a la carbonatación. En este sentido, las mezclas de concretos LC3 presentaron la menor resistencia a la carbonatación como se puede apreciar en la Figura 1-6.

**Figura 1-6:** Evolución de profundidad de carbonatación (acelerada) con 3 % de CO<sub>2</sub>.



Fuente: Tomada de Rathinarajan & Pillai [7]

Algunos estudios similares a Rathinarajan & Pillai [7] fueron desarrollados por Khan et al. [39] y Gettu et al. [40]. En el primero se estudió el comportamiento de mezclas de concreto OPC y LC3 con adiciones del 15 %, 30 % y 45 % del total del cemento, y usando una concentración del 1 % de CO<sub>2</sub> para la condición acelerada; y en el segundo se evaluó el desempeño de mezclas de concreto con OPC, OPC + 30 % FA y LC3, usando condiciones de carbonatación acelerada con concentraciones de CO<sub>2</sub> del 1 % y 3 %. En ambos casos, los resultados confirmaron la tendencia a obtener una reducción en la resistencia a la carbonatación en las mezclas más adicionadas y en condiciones aceleradas.

Rathnarajan et al. [6] evaluaron la resistencia a la carbonatación de 34 concretos con OPC, ceniza volante, escoria de alto horno y LC3 en condiciones de exposición natural (abierta y cubierta) durante 5 años y en condiciones de exposición acelerada (1 % y 3 % de CO<sub>2</sub>) durante 112 días. A partir de estos datos, estimaron los coeficientes de carbonatación para cada condición sin encontrar una clara correlación entre estos. Por este motivo, desarrollaron un modelo más genérico para estimar el coeficiente de carbonatación natural en función del coeficiente de carbonatación acelerado, la concentración acumulada de CO<sub>2</sub> y la proporción de mezcla de concreto, obteniendo un error porcentual absoluto medio del 12 %. Los concretos con SCM con baja relación  $a/mc$  y contenido óptimo de cemento mostraron una alta resistencia a la carbonatación a edades posteriores. También, los

autores señalan que los SCM se puede utilizar para diseñar concreto con una profundidad de carbonatación a largo plazo comparable a concretos con OPC.

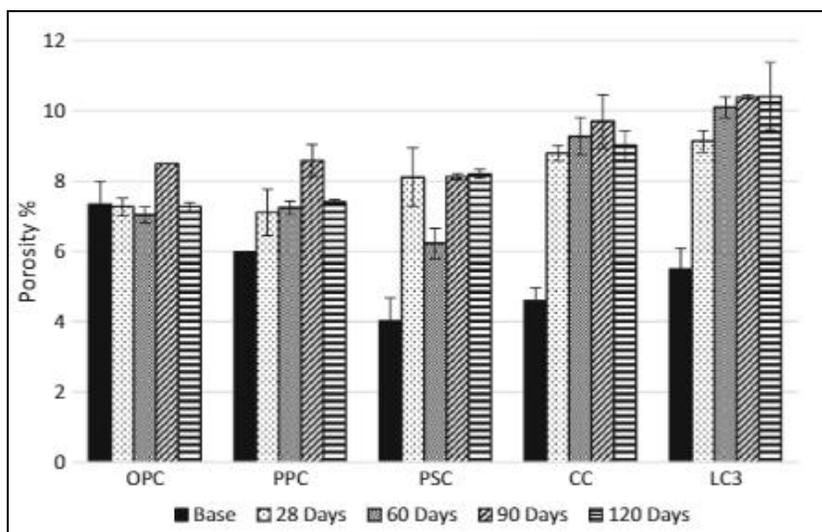
Es evidente que existe una tendencia a tener unas mayores tasas de carbonatación en los cementos LC3 respecto al OPC y otros cementos con SCM y por tanto, una menor resistencia a la carbonatación. Aun así, es importante destacar que en la mayoría de los estudios mostrados el concreto es expuesto a condiciones de carbonatación agresivas, esto es, a concentraciones altas de CO<sub>2</sub> respecto a las que se puede encontrar naturalmente en la atmósfera y/o en un rango de humedad relativa media (50 % a 70 %), condiciones que aceleran y/o favorecen el desarrollo del proceso de carbonatación. Al respecto, los métodos de tortura y acelerados pueden representar condiciones idealizadas que probablemente no se lleguen a presentar bajo las condiciones normales de exposición ambiental de las obras [41].

Shah & Bishnoi [42] investigaron los cambios en las propiedades de transporte y microestructura asociados a la carbonatación en cementos OPC, LC3 y OPC adicionado con ceniza volante y escoria. Para esto, tomaron muestras de pasta de cemento y concreto expuestas a una concentración de 3 %  $\pm$  0,2 % de CO<sub>2</sub>, humedad relativa de 60 %  $\pm$  5 % y una temperatura de 27 °C  $\pm$  2 °C, comparando los resultados con muestras sin carbonatar. Algunos de los resultados obtenidos en este estudio fueron:

- Los ensayos de porosimetría de intrusión de mercurio (MIP) mostraron una reducción en el umbral de diámetro de poros en las mezclas adicionadas respecto al OPC. En contraste, se observó un incremento significativo en la porosidad y la tasa de absorción de agua de las muestras carbonatadas de las mezclas adicionadas, como se puede evidenciar en la Figura 1-7. Esta tendencia fue asociada a una mayor disponibilidad de portlandita en el OPC y el incremento en el volumen de los capilares de poros en las mezclas adicionadas.
- Los ensayos SEM-EDX mostraron una distribución homogénea de Ca y Si alrededor de los granos de clínker similares al gel CSH en las muestras no carbonatadas. Por su parte, en las muestras carbonatadas se encontró una distribución de Ca en toda la matriz y la formación de bordes de Si intensa alrededor de los granos de clínker.
- Los análisis de sensibilidad mediante cálculos con ecuaciones teóricas mostraron que la carbonatación de la portlandita produce un aumento del volumen sólido, lo

que contribuye a la reducción de la porosidad. Además, la carbonatación del gel CSH puede derivar en el aumento o disminución del volumen sólido dependiendo de que las moléculas de agua estén unidas al gel de Si formado.

**Figura 1-7:** Porosidad medida del concreto después de 28 días, 60 días, 90 días y 120 días de exposición a CO<sub>2</sub>.



OPC: cemento pórtland ordinario; cementos pórtland adicionados con ceniza volante (PPC), con escoria (PSC), con caliza y arcilla calcinada (LC3) y con ceniza volante y escoria (CC).

Fuente: Tomada de Shah & Bishnoi [42]

En otro estudio, Shah et al. [43] investigaron la influencia de la carbonatación sobre la microestructura en pastas de cemento OPC, OPC + FA y LC3 usando DRX, TGA, SEM y MIP. Las muestras fueron expuestas a carbonatación acelerada a una concentración del 3 % de CO<sub>2</sub> y a carbonatación natural. Los resultados de DRX mostraron que la carbonatación de la portlandita y otros hidratos ocurre simultáneamente, tanto en condición de carbonatación natural como en la acelerada. Por su parte, las imágenes SEM mostraron la formación de bordes de Ca consumido alrededor de los granos de cemento, producidos por la migración de iones de Ca desde los granos de clínker sin hidratar y del gel CSH más interno de la matriz de cemento como CaCO<sub>3</sub> carbonatado. Estos resultados son consistentes con lo presentado por Shah & Bishnoi [42]. Además, los análisis termodinámicos permitieron validar la tendencia al incremento de la porosidad de los cementos adicionados debido a la carbonatación, resaltando la importancia de conocer los efectos de la carbonatación en los cambios en la microestructura de los cementos LC3.

De acuerdo con lo anterior, la carbonatación produce cambios significativos en la microestructura de los concretos fabricados con cementos LC3. En contraste, diversos autores señalan como una de las ventajas en relación a la durabilidad de los cementos LC3, la obtención de una microestructura más densa que podría restringir el ingreso de agentes nocivos para el concreto. Por esta razón, surge la necesidad de estudiar el impacto en la resistencia a la corrosión en los concretos LC3 asociado al proceso de carbonatación, teniendo en cuenta el impacto que puede tener en su durabilidad.

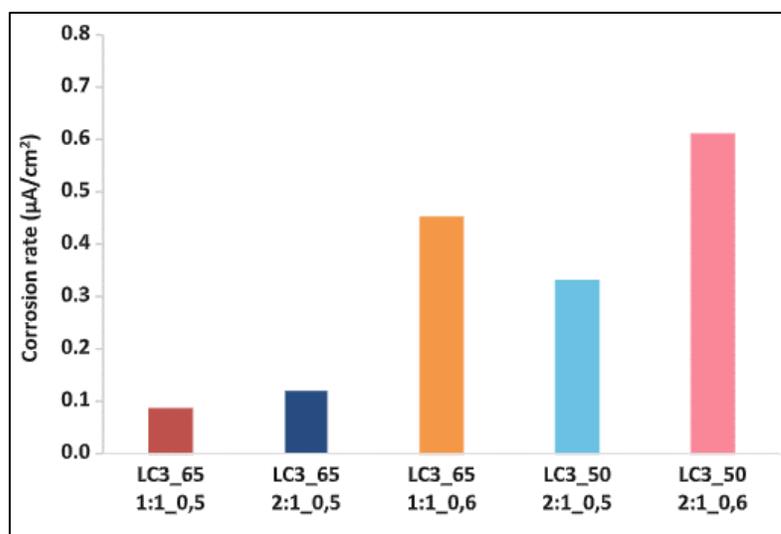
Rathinarajan & Pillai [44] evaluaron la tasa o densidad de corriente de corrosión ( $i_{corr}$ ) en mortero hecho con OPC, OPC + 30 % FA y LC3 usando un circuito de potencial abierto y la técnica de resistencia a la polarización lineal (LPR). El nivel de pH en los morteros carbonatados se midió usando el método de electrodo de pH, para determinar el umbral de pH al que se inició la corrosión en los diferentes sistemas cementicios. Los resultados mostraron que el mortero LC3 sometido a carbonatación tiene una mayor tasa de corrosión y un pH menor en la interfaz, debido a la falta de disponibilidad de hidróxido de calcio a una edad temprana.

Cabrera et al. [45] midieron la tasa de corrosión en concreto OPC y LC3 para diferentes contenidos de clínker y relaciones agua/material cementante usando la técnica LPR y exponiendo las muestras a carbonatación acelerada con una concentración de  $CO_2$  del 4 % y una humedad relativa de 65 %. Además, midieron el avance de la profundidad de carbonatación con fenolftaleína, encontrando una velocidad de carbonatación en los cementos LC3 tres veces mayor que en el OPC. También, efectuaron análisis de MIP y SEM encontrando que las muestras sin carbonatar de OPC presentaron porosidad más fina que el LC3 mientras que, para el caso de las muestras carbonatadas se observó una reducción de la porosidad total cuando la sustitución de clínker fue más alta. En cambio, se observó una menor porosidad en los concretos LC3 después de la carbonatación debido a la transformación parcial del gel CSH en  $CaCO_3$ . La diferencia en la tasa de corrosión para diferentes relaciones arcilla calcinada/caliza fue despreciable, pero sí se incrementó en las mezclas con una mayor relación  $a/mc$  como se puede apreciar en la Figura 1-8.

Nguyen & Castel [8] investigaron la corrosión del acero de refuerzo a largo plazo en concretos LC3 con arcilla de calcinación rápida y OPC, examinando tanto la corrosión inducida por cloruros como por carbonatación en la fase de propagación. Para tal fin, las probetas fueron expuestas a procesos de deterioro acelerado durante el periodo de

iniciación, esto es, hasta el momento en que el frente de carbonatación alcanzó la barra de refuerzo embebida en el concreto. En el caso particular de los ensayos de carbonatación acelerada, se utilizó una exposición a una concentración de  $\text{CO}_2$  del 1 %, una temperatura de 23 °C y una humedad relativa del 55 %. En este sentido, midieron el potencial de corrosión, la resistencia a la polarización lineal y las constantes de Tafel en intervalos regulares hasta 500 días. De esta forma, los autores señalan que el desempeño de los concretos LC3 fue similar al del OPC a largo plazo. Asimismo, destacan que los métodos y clasificaciones de corrosión tradicionales que se utilizan ampliamente para evaluar el acero en el concreto se pueden aplicar a los concretos LC3.

**Figura 1-8:** Tasa de corrosión para morteros LC3 a humedad relativa del 95 %.



Fuente: Tomada de Cabrera et al. [45]

Considerando lo previo, se puede evidenciar que se ha avanzado en el estudio de la resistencia a la corrosión debida a la carbonatación en el concreto fabricado con cementos LC3, pero todavía no existe un consenso respecto al comportamiento del material, particularmente, a edades tempranas de exposición o considerando los efectos de la carbonatación antes de que el frente de  $\text{CO}_2$  alcance la barra de acero embebida en el concreto. Los métodos de tortura y acelerados que se han utilizado para el estudio de la carbonatación en los concretos LC3 han mostrado una mayor tendencia a la carbonatación en este material respecto al OPC y otros SCM. Aun así, algunas investigaciones en donde se han considerado ambientes de exposición natural con humedades relativas altas han mostrado tendencias diferentes, en donde los concretos LC3 sí podrían tener un comportamiento comparable al OPC y otros SCM. En todos los casos, es claro que la

carbonatación produce cambios significativos en la microestructura de los concretos LC3 y en función de múltiples factores, incluyendo su porosidad, lo cual impactará directamente en su resistencia a la corrosión.

## 1.2 Justificación de la investigación

Los concretos fabricados con cementos pórtland con adición conjunta de caliza y arcilla calcinada (LC3) han sido reportados en la literatura técnica como un material con un desempeño potencialmente comparable con el OPC en términos de resistencia mecánica y durabilidad [4], [5], [12]. Adicionalmente, diversas pruebas piloto realizadas en India [13], [14] y Cuba [25] han mostrado la viabilidad técnica y ambiental en la producción a escala industrial de los cementos LC3, teniendo en cuenta la posibilidad de usar gran parte de la infraestructura y procesos ya existentes en la industria del cemento convencional. De igual forma, se hacen presentes los beneficios ambientales ya conocidos como la reducción de las emisiones de CO<sub>2</sub> en la manufactura del cemento, derivados de estrategias como el uso de SCM tales como la caliza y arcilla calcinada, materiales con una amplia disponibilidad y potencial de uso respecto a otros SCM como la ceniza volante y la escoria de alto horno [4], [5], [10], [12].

A pesar de esto, es conocido que los cementos con adiciones de SCM como es el caso de los cementos LC3 presentan una mayor tendencia a la carbonatación en comparación al OPC, tal y como ha sido reportado por diferentes autores [4], [7], [36], [38]–[40]. Ahora bien, esta tendencia se ha observado principalmente como producto de métodos de tortura y acelerados en el concreto o bajo condiciones idealizadas de concentración de CO<sub>2</sub>, humedad relativa y temperatura, factores fundamentales en el desarrollo del fenómeno de la carbonatación, los cuales no necesariamente se presentan durante el tiempo de servicio de las estructuras de concreto. Además, se ha reportado que la carbonatación produce cambios significativos en la microestructura de los concretos LC3 [42], [43]. Sumado a esto, la carbonatación es un proceso que tiene efectos importantes en el deterioro de la durabilidad del concreto, posibilitando el desarrollo de la corrosión del acero de refuerzo embebido [35]. En este sentido, la corrosión en el acero de refuerzo es uno de los principales mecanismos de deterioro en las estructuras de concreto, representando grandes costos económicos, ambientales y sociales en el mundo [17], [18].

De este modo, el desarrollo de la presente investigación se sustenta en la importancia de evaluar la resistencia a la corrosión debida a carbonatación en el concreto fabricado con LC3, tema sobre el cual aún no existe consenso. Lo anterior, haciendo énfasis en la necesidad de estudiar el comportamiento de los concretos LC3 para diferentes condiciones de exposición a carbonatación, particularmente, al considerar los posibles efectos de este fenómeno a corto plazo y antes de que el frente de carbonatación alcance la barra de acero embebida en el concreto (etapa de iniciación en modelos de durabilidad). Además, es importante considerar las posibilidades técnicas y ambientales de la producción y uso de los concretos LC3, con un desempeño que puede llegar a ser equiparable al concreto hecho OPC en diferentes aplicaciones. De igual forma, es necesario estudiar la interacción entre el clínker, la caliza, la arcilla calcinada y el yeso como constituyentes del LC3, ajustando el contenido adecuado de yeso en este cementante. También, el presente trabajo pretender brindar un mayor conocimiento acerca de los materiales existentes en el medio colombiano.

Adicionalmente, se considera la existencia de una sinergia entre la caliza y la arcilla calcinada en los cementos LC3 que podría permitir la obtención de una microestructura más densa y fina en los concretos LC3. Como resultado de esto, se podrían obtener concretos con una mayor resistencia al ingreso de agentes nocivos como el  $\text{CO}_2$ , compensando la falta de reserva alcalina en los concretos LC3. Aun así, es indispensable estudiar el desempeño y cuantificar las tasas de carbonatación para diferentes condiciones y ciclos de exposición, así como su posible impacto en el desarrollo del proceso de corrosión. En ese sentido, en el presente trabajo se contempla la exposición de concretos LC3 a condiciones de exposición a carbonatación ambiental o natural y acelerada, validando el desempeño del material para ambas condiciones de exposición. Para tal fin, existen técnicas electroquímicas (no destructivas) ampliamente utilizadas como el método de resistencia a la polarización lineal (LPR) y la espectroscopia de impedancia electroquímica (EIS), las cuales permiten evaluar los niveles de corrosión en el acero y la resistencia eléctrica del concreto, respectivamente, permitiendo comparar el desempeño de los concretos LC3 de prueba para las diferentes condiciones de exposición.

## **2.Marco de referencia**

El marco de referencia presentado en esta sección comprende la recopilación de los conceptos más relevantes de la tecnología del concreto, literatura y bibliografía técnica sobre los cementos y concretos LC3, además de algunas normativas y métodos de ensayo para llevar a cabo el desarrollo de la investigación, particularmente, la evaluación de la resistencia a la corrosión debida a la carbonatación en concretos con cementos LC3.

### **2.1 Concreto base cemento pórtland adicionado con arcilla calcinada y caliza**

Inicialmente se presentan algunos conceptos básicos sobre la tecnología del concreto referentes a los constituyentes y características principales de este material, y posteriormente se describen de forma breve las propiedades de algunos de los SCM más utilizados en la industria del cemento y concreto. Finalmente, se presentan los constituyentes de los cementos LC3 y se detalla la composición química habitual del OPC más las características particulares dadas por los SCM a los cementos LC3.

#### **2.1.1 Generalidades**

Según la norma ASTM C125 [46], el concreto es un material compuesto que consiste esencialmente en un medio aglutinante en el cual se encuentran embebidas partículas o fragmentos de agregados. En el caso del concreto hidráulico, el medio aglutinante está formado por una mezcla de cemento hidráulico y agua denominada pasta, la cual une a los agregados (normalmente arena y grava) formando una masa similar a una roca [47]. Otros componentes del concreto y que se consideran parte de la pasta de cemento son el aire, que puede ser incorporado de forma natural o contralada para ciertos propósitos y los aditivos, que son sustancias químicas diferentes a los otros constituyentes del concreto que se agregan a la mezcla para obtener propiedades especiales.

Debido a su versatilidad en cuanto a las formas que se pueden obtener, sus propiedades físicas y mecánicas para ser usado como elemento estructural y su economía respecto a construcciones de madera, mampostería o acero, el concreto se ha convertido en el material de construcción más utilizado en el mundo [48]. Cuando el concreto se encuentra en estado fresco es dócil y se puede moldear a la forma deseada, sobresaliendo una propiedad conocida como “*trabajabilidad*”, la cual es la variable de mayor importancia en el estado plástico [15]. Además, el concreto es utilizado habitualmente con acero (concreto reforzado) en la construcción, obteniendo la capacidad de absorber todo tipo de esfuerzos, lo que le permite desempeñarse como un gran material estructural [48].

Los agregados gruesos corresponden a partículas mayores a 4,75 mm (Tamiz No. 4) y los agregados finos a las partículas entre 4,75 mm y 75  $\mu$ m (Tamiz No. 200). La grava es el agregado grueso resultante de la desintegración natural y abrasión de la roca, o el procesamiento de un conglomerado débilmente unido. Por su parte, la arena es comúnmente usada como agregado fino y se obtiene de la desintegración natural o abrasión de la roca [49]. Además, el mortero se define como la mezcla de pasta de cemento y agregado fino (arena), y usualmente es utilizado en la nivelación de pisos, en la estabilización de taludes y, especialmente, en la construcción de mampostería en donde se usa como pega de ladrillos o como recubrimiento de muros [48].

La pasta juega un importante papel en la obtención del concreto debido a que es la encargada de “*pegar*” los agregados entre sí. Además, el cemento que forma la pasta es el responsable del fraguado y el desarrollo de la resistencia. Por su parte, en estado sólido la pasta ocupa los espacios entre los agregados disminuyendo la permeabilidad, aportando a la durabilidad frente a distintas acciones agresivas como ambientes salinos, aguas y suelos con presencia de sulfatos. Adicionalmente, la pasta de cemento provee un medio alcalino que da protección química al acero del refuerzo embebido en el concreto [15]. El cemento se define como un material finamente pulverizado que desarrolla propiedades aglutinantes como resultado de las reacciones químicas (proceso de hidratación) de sus minerales con el agua, y se denomina hidráulico cuando los productos de su hidratación son estables en un medio acuoso [49].

El agua es un constituyente fundamental en la fabricación de concreto y mortero, dado que desempeña una función importante en estado fresco y endurecido. Generalmente, se hace referencia a su papel en cuanto a la cantidad para proveer una relación *a/mc* acorde con

las necesidades de trabajabilidad y resistencia; sin embargo, es evidente que para usarla en el lavado de agregados, en la preparación de la mezcla o durante el curado del concreto, no solamente su cantidad es importante, sino también en su calidad química y física [48].

Por su parte, los aditivos son productos químicos definidos como materiales diferentes a los agregados, cemento y agua, los cuales son adicionados a la mezcla de concreto antes o durante el mezclado. En la actualidad, el uso de aditivos en el concreto está ampliamente extendido debido a una gran variedad de beneficios que se pueden obtener de su aplicación. Por ejemplo, los aditivos químicos permiten modificar las características de fraguado y endurecimiento de la pasta de cemento, al modificar la velocidad de hidratación del cemento, o los aditivos reductores de agua pueden plastificar las mezclas de concreto fresco al reducir la tensión superficial del agua, entre otros mecanismos [49].

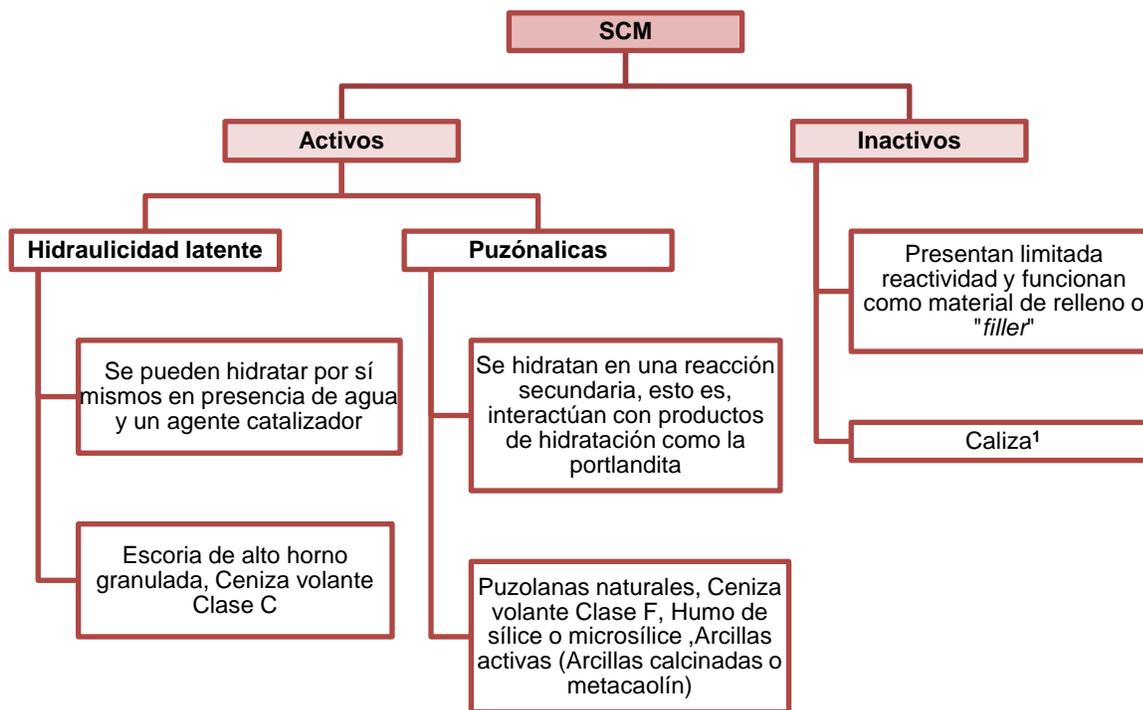
La calidad del concreto depende de la calidad de la pasta, de los agregados y de la unión entre los dos. En un concreto bien elaborado, todas las partículas de agregados quedan cubiertas por la pasta y todos los espacios entre estas se llenan completamente con pasta. Adicionalmente, dado que los agregados ocupan el mayor volumen en el concreto, estos deben componerse de partículas con resistencia mecánica adecuada y con resistencia a diferentes condiciones de exposición, así como no deben contener materiales que puedan causar deterioro del concreto. También la granulometría continua de tamaños de partículas es deseable en los agregados para un uso eficiente de la pasta. De igual forma, la calidad del concreto endurecido esta inversamente relacionada a la cantidad de agua usada en la mezcla con relación a la cantidad de material cementante. Como ventajas de la disminución de la cantidad de agua usada en el concreto se tienen la mejora de las propiedades mecánicas y la disminución de la permeabilidad [47].

El cemento pórtland se define como la mezcla de materiales calcáreos y arcillosos u otros materiales que contienen sílice, alúmina u óxidos de hierro, procesados a altas temperaturas y mezclados con yeso. Su nombre se asocia con la similitud del cemento endurecido con una piedra abundante en Portland, Inglaterra, donde en 1.824 Joseph Aspdin patentó este material, siendo años más tarde perfeccionado por Isaac Johnson [48]. Sin embargo, el uso de SCM también ha sido una práctica común desde la antigüedad. Por ejemplo, los Romanos crearon el cemento puzolánico como resultado de mezcla ceniza volcánica con cal y agua, suceso que ocurrió en la ciudad de Pozzouli, actual Italia, lugar del cual este tipo de materiales tomaron el nombre de "*puzolana*" [15].

En general, el uso de SCM en el concreto permite la mejora de las propiedades reológicas facilitando el bombeo, colocación y acabado del concreto, la resistencia del concreto, y la resistencia a la penetración de iones cloruro y ataque de sulfatos. También, los SCM usualmente permiten reducir la permeabilidad al agua y otros fluidos, además de la expansión debida a la RAS en el concreto [50], así como pueden mejorar la trabajabilidad del concreto fresco y la resistencia, disminuyendo también el calor de hidratación [51]. Ahora bien, el uso de los SCM en la industria del concreto y particularmente, en la manufactura del cemento se encuentra fuertemente relacionado con sus impactos ambientales en términos de emisiones de CO<sub>2</sub>. De este modo, el uso de SCM se ha convertido en una estrategia viable y ampliamente usada para mitigar estos impactos, tal y como se describió detalladamente en el capítulo 1.

En la Figura 2-1 se resume la clasificación de los SCM en función de su actividad durante el proceso de hidratación del cemento y se presentan algunos ejemplos. Por un lado, los SCM activos se pueden clasificar como de hidraulicidad latente, cuando estas pueden hidratarse por sí mismas en presencia de agua, o puzolánicas, cuando estas se hidratan en reacciones secundarias, esto es, reacción con productos de la hidratación como la portlandita o agentes alcalinos. Por otro lado, están los SCM inactivos, las cuales presentan limitada reactividad con los componentes del cemento y cumplen una función de relleno en este. El método para determinar la actividad puzolánica se relaciona en la norma ASTM C311 [15]. Además, la norma ASTM C618 [52] permite clasificar las cenizas volantes y las puzolanas naturales, calcinada o crudas, para uso en concreto cuando se desea una acción cementante o puzolana, o ambas, en función de su composición química y la evaluación de sus propiedades físicas.

El cemento pörtland adicionado es el resultado de mezclar en proporciones bien definidas de SCM con OPC para mejorar su comportamiento o bien para lograr efectos económicos y de sostenibilidad. Habitualmente, la combinación de dos o más SCM permite obtener un mejor comportamiento en el concreto y mortero, respecto a usar un único SCM [50]. Este es el caso de los concretos LC3, en el cual la adición conjunta de caliza y arcilla calcinada con un nivel de reemplazo de hasta el 50 % de clínker, ha mostrado un comportamiento similar o mejor al concreto hecho con OPC y OPC adicionado con puzolanas [53]. En este sentido, en la Tabla 2-1 se recopilan las características principales de los SCM comúnmente usados como adición del cemento pörtland y sus efectos en el concreto.

**Figura 2-1:** Clasificación de los SCM.

**Nota 1:** Ver Tabla 2-1.

Fuente: Elaboración propia

La norma ASTM C150 [54] permite la inclusión de hasta un 5 % de caliza molida con el clínker en el cemento pórtland, así como identifica 8 tipos de cementos pórtland en función de uso y la adición de un incorporador de aire. De forma similar, en la norma ASTM C595 [55] se clasifican los cementos pórtland con una o más adiciones de puzolanas, de acuerdo con su forma de fabricación: molienda conjunta del clínker, yeso y adición; molienda separada de la adición y mezcla con cemento pórtland; y combinación de molienda conjunta y mezcla.

La norma ASTM C1157 [56] presenta una especificación por desempeño para cementos hidráulicos de uso general y especial, sin restricciones sobre la composición del cemento o de sus componentes. También, existen cementos que cuentan con normativa de cementos pórtland utilizados en aplicaciones especiales como cemento blanco, cemento aluminoso, cemento de mampostería, cementos expansivos y cementos para pozos petroleros [15].

**Tabla 2-1:** Características y efectos en el concreto de SCM comúnmente usados con cemento pórtland.

SCM	Tipo	Características	Efectos en el concreto
Arcillas calcinadas	Activa – Puzolánica	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Reciben tratamiento térmico entre 650 °C y 850 °C.</li> <li>- Material rico en aluminio.</li> <li>- Son reactivas cuando contienen caolín.</li> <li>- Alta superficie específica.</li> <li>- Niveles de reemplazo que varían entre el 15 % y 35 % por peso de cemento.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Incremento de la demanda de agua.</li> <li>- Modifican el color del concreto.</li> <li>- Incremento en la resistencia al ataque de sulfatos.</li> <li>- Mitigan efectivamente la RAS.</li> <li>- Reducción de la permeabilidad.</li> </ul>
Caliza	Inactiva (solo como “filler”) pero puede llegar a ser activa <sup>1</sup>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Material finamente molido.</li> <li>- Limitada a una 5 % cuando se trata de cemento pórtland.</li> <li>- Comúnmente usada en la manufactura de cemento en Colombia.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Aumenta la trabajabilidad y la densidad del concreto.</li> <li>- Pueden reducir la permeabilidad y exudación del concreto.</li> <li>- Influye en la formación de los productos de hidratación.</li> </ul>
Cascarilla de arroz calcinada	Activa – Puzolánica	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Desecho procedente de la trilla del arroz.</li> <li>- Ceniza amorfa con un alto contenido de sílice y estructura porosa.</li> <li>- Alta finura.</li> <li>- Disponible en Colombia, pero presenta dificultad en su transporte debido a su baja densidad.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Mejora las resistencias iniciales del concreto entre 1 día y 3 días.</li> <li>- Disminuye la manejabilidad en la mezcla.</li> </ul>
Ceniza volante	Activa – Hidraulicidad latente (Clase C) o Puzolánica (Clase F)	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Subproducto de la combustión del carbón.</li> <li>- Alta finura y esférica.</li> <li>- Clase F: producto de carbón bituminoso con alto contenido de sílice.</li> <li>- Clase C: producto de carbón sub bituminoso con alto contenido de calcio (ASTM C618).</li> <li>- Su uso en el cemento se limita de acuerdo con el contenido de inquemados, sílice, alúmina, óxido férrico, sulfato y álcalis (ASTM C618).</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Incrementan la manejabilidad del concreto.</li> <li>- En cantidades grandes puede afectar el color del concreto.</li> <li>- Mejora la resistencia a largo plazo del concreto.</li> <li>- Mejora la resistencia al ataque por sulfatos en el concreto.</li> </ul>
Escoria de alto horno	Activa – Hidraulicidad latente <sup>2</sup>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Subproducto industrial del tratamiento de minerales de hierro.</li> <li>- Contiene cal, sílice y alúmina de forma similar al cemento pórtland.</li> <li>- Niveles de reemplazo que varían entre el 35 % y 65 % por peso de cemento.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Contribución a la ganancia de resistencia a edades tempranas y a largo plazo.</li> <li>- Incrementa la trabajabilidad de la mezcla.</li> <li>- Provee resistencia a la penetración de cloruros.</li> <li>- Retarda los tiempos de fraguado.</li> </ul>
Humo de sílice o microsíllica	Activa – Puzolánica	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Subproducto de la industria de las aleaciones férricas.</li> <li>- Alta superficie específica.</li> <li>- Material rico en sílice amorfa.</li> <li>- Generalmente, su contenido no supera más del 15 % por peso del cemento.</li> <li>- No se produce en Colombia.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Obtención de concretos de baja permeabilidad y altas resistencias.</li> <li>- Exige mayores contenidos de agua de mezcla.</li> <li>- Concretos resistentes a ataques químicos.</li> </ul>

SCM	Tipo	Características	Efectos en el concreto
Metacaolín	Activa – Puzolánica	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Puzolana natural que recibe tratamiento térmico entre 550 °C y 1.100 °C.</li> <li>- Tiene menor tamaño de partícula que el cemento.</li> <li>- Material rico en aluminio.</li> <li>- Poco empleado en la fabricación del concreto, en cuantías entre 6 % y 25 % por peso de cemento.</li> <li>- Alta finura.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Incremento en las resistencias mecánicas.</li> <li>- Disminuye la permeabilidad y aumenta la densidad del concreto.</li> <li>- Reduce el calor de hidratación y la consecuente contracción del concreto.</li> <li>- Posee alta resistencia a los sulfatos y atenúa efectivamente la RAS.</li> <li>- Mitiga el ataque por cloruros.</li> <li>- Afecta la trabajabilidad de la mezcla.</li> </ul>
Puzolanas naturales	Activa – Puzolánica	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Origen volcánico (pumitas, pizarras y pedernales opalinos) o rocas de origen orgánico (tierras formadas por algas o esqueletos de animales).</li> <li>- Alto contenido de sílice.</li> <li>- No todas las puzolanas tienen propiedades hidráulicas.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Suelen consumir mayor cantidad de agua en la mezcla por su estructura porosa y forma angular.</li> <li>- Controlan el aumento de la temperatura en concretos masivos.</li> </ul>

**Nota 1:** La caliza molida tiene muy limitadas propiedades puzolánicas, pero por ser tan fina como el cemento y por sus propiedades físicas, tiene un efecto benéfico sobre algunas propiedades del concreto [15]. En función de esto, podría considerarse como un material activo como se presentó en el capítulo 1.

**Nota 2:** Para que la escoria adquiera propiedades de hidraulicidad latente, es necesario someterla a un enfriamiento brusco una vez sale del horno, mediante un chorro de agua o de aire frío [15].

Fuente: Basado en Scrivener et al. [4], Matallana [15], PCA [47], Li [51] y Owaid et al. [50]

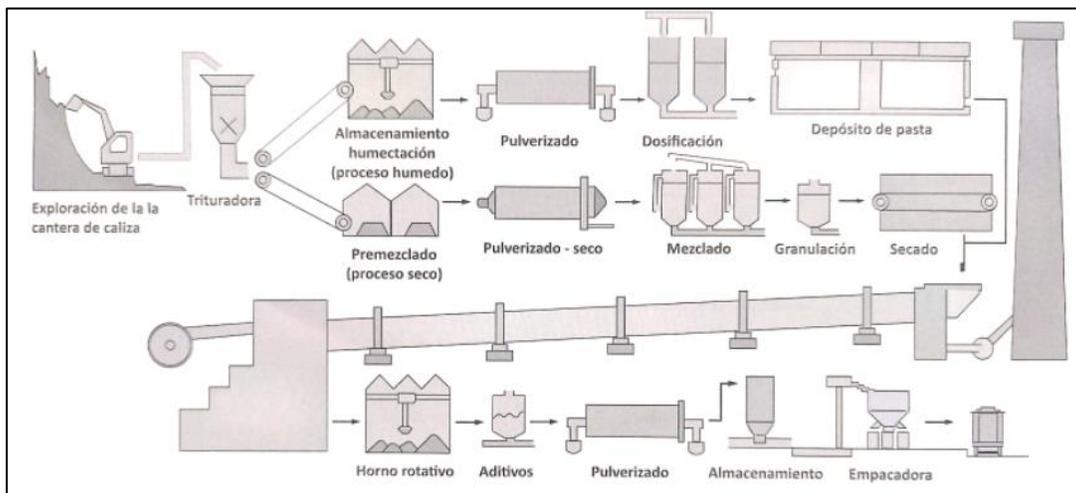
## 2.1.2 Constituyentes

En general, el cemento pórtland se fabrica a partir de materiales calcáreos como la caliza y materiales arcillosos con alto contenido de alúmina y sílice. Con frecuencia, es necesario adicionar otros productos como óxido de hierro como fundente para obtener la composición química y mineralógica deseada dentro del clínker. Las materias primas se deben moler finamente, mezclar minuciosamente en una cierta proporción y calcinar en un horno rotatorio a una temperatura de aproximadamente 1.400 °C, donde el material se funde parcialmente formando el clínker. Este se enfría rápidamente y se tritura hasta obtener un polvo fino el cual es mezclado con yeso para obtener como producto final el cemento pórtland. En la Figura 2-2 se ilustran las etapas de fabricación del cemento pórtland [48].

Los cementos LC3 son una familia de cementos que contienen una combinación conjunta de caliza y arcilla calcinada como reemplazo parcial del clínker del cemento pórtland, siendo el LC3 con un reemplazo en peso del 50 % (caliza + arcilla calcinada + yeso) la formulación más ampliamente investigada. En este sentido, las proporciones típicas de los cementos LC3 pueden ser 15 % de caliza, 30 % de arcilla calcinada y 50 % de clínker. No

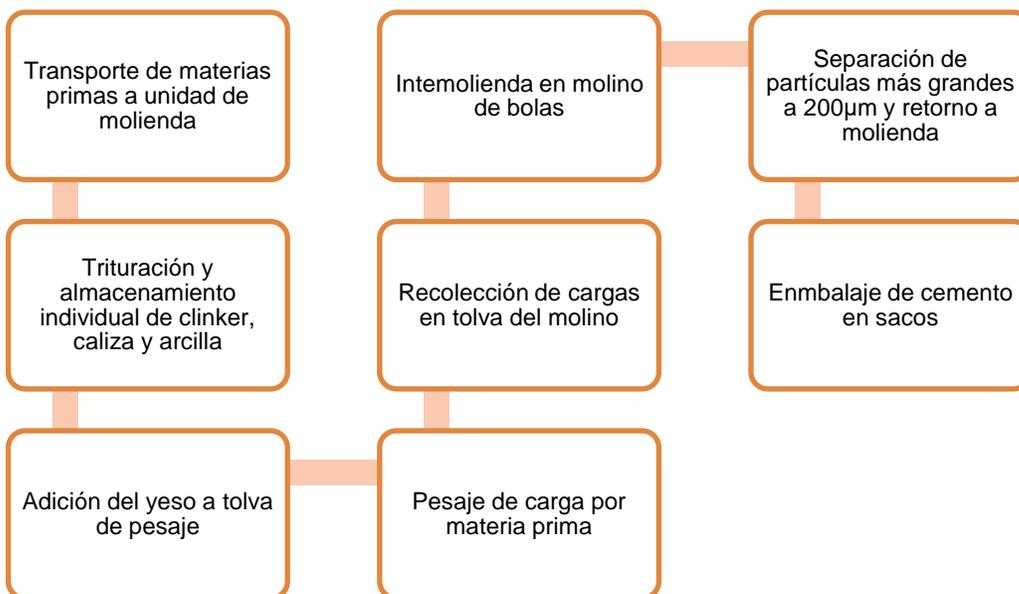
obstante, la relación arcilla calcinada/caliza puede variar. El 5 % restante corresponde al yeso, cuyo contenido de sulfato debe ser optimizado para cada cemento LC3 [5]. En la Figura 2-3 se resume el proceso de producción de los cementos LC3 descrito por Arun et al. [14], considerando que cada una de las materias primas ya cuenta con un algún tipo de procesamiento, particularmente, el clínker y la arcilla calcinada.

**Figura 2-2:** Etapas de fabricación del cemento pórtland.



Fuente: Tomada de Asocreto [48]

**Figura 2-3:** Proceso de producción de los cementos LC3.



Fuente: Basado en Arun et al. [14]

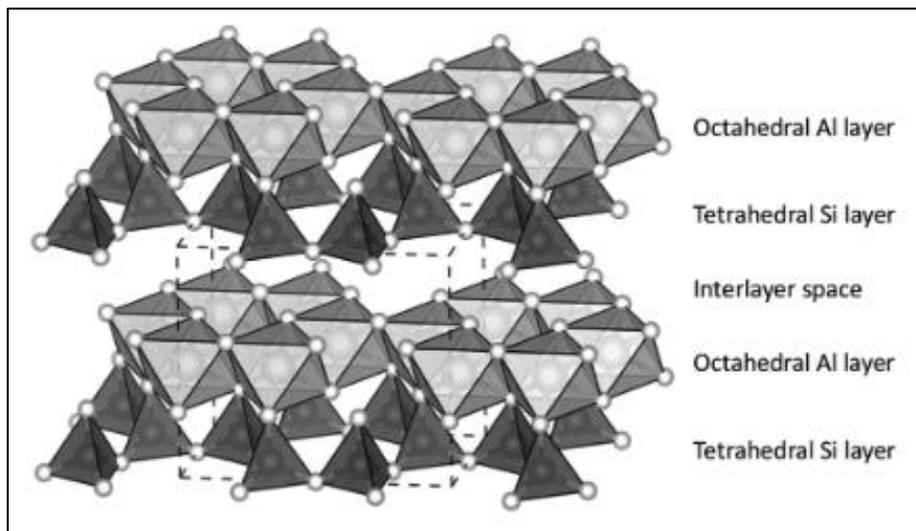
Como se mencionó en la sección 1.1.2 y la Tabla 2-1, la caliza es un SCM usado habitualmente en la manufactura del cemento alrededor del mundo, por lo que la incorporación de este material en los cementos LC3 se realiza con la tecnología existente en la industria del cemento convencional. Por su lado, las arcillas son calcinadas entre 700 °C y 850 °C con el fin de producir un material reactivo, rango de temperatura que es bajo en comparación con el requerido para la producción de clínker, por lo que, no se requieren equipos sofisticados para la producción de arcillas calcinadas. Así, estas se pueden calcinar en hornos rotatorios convencionales, unidades de calcinación rápida, lechos fluidizados, hornos de rodillos o incluso por calcinación estática en hornos de túnel usados normalmente en la industria cerámica/refractaria [4].

Es importante destacar que las arcillas con minerales de caolinita han mostrado un gran potencial de activación y reactividad después de su calcinación, en comparación a otros tipos de arcillas comunes como la illita y la montmorillonita [26]. Las partículas de las arcillas están formadas por decenas a cientos de capas, compuestas de láminas alternas tetraédricas de sílice y octaédricas de alúmina. La caolinita (arcilla 1:1) tiene una estructura de una capa de sílice por una capa de alúmina como se puede apreciar en la Figura 2-4, mientras que la illita y la montmorillonita están compuestas por dos capas de sílice y por una capa de alúmina (arcillas 2:1). En la caolinita coexisten dos superficies intercapa distintas, una con grupos de aluminato y otra con grupos de silicato. Por lo tanto, tanto el aluminio como la sílice quedan expuestos al espacio entre capas y están disponibles para reaccionar después de la calcinación [5]. Lo anterior como resultado del fenómeno de deshidroxilación que consiste en la remoción del agua estructural presente en las arcillas, permitiendo convertir estas en una puzolana [57].

Otro constituyente de gran relevancia en los cementos LC3 es el yeso, el cual puede estar en forma de dihidrato ( $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ ) o hemidrato ( $\text{CaSO}_4 \cdot 1/2\text{H}_2\text{O}$ ). Como se mencionó anteriormente, el yeso se muele en conjunto con el clínker en la producción del cemento pórtland, con el fin de retardar el fraguado y el endurecimiento del cemento durante la hidratación. Si no se adiciona yeso, el aluminato de calcio hidratado endurece en pocos minutos. Por esta razón, en el control de calidad del cemento es necesario conocer el contenido exacto de yeso dihidrato o hemidrato [58]. Adicionalmente, en los cementos LC3 una parte importante del clínker se sustituye por arcilla calcinada que contiene aluminatos.

Por tal razón, el contenido de sulfato utilizado para un OPC se puede diluir simplemente cuando se usa LC3 siendo necesaria una nueva optimización del sulfato [12].

**Figura 2-4:** Estructura cristalina de la caolinita.



Fuente: Tomada de Zunino et al. [5]

### 2.1.3 Composición química

La composición química del cemento p $\acute{o}$ rtland se da en t $\acute{e}$ rminos del contenido de  $\acute{o}$ xidos, en proporciones habituales como se muestra en la Tabla 2-2. El contenido de CaO y SiO $_2$  es significativamente mayor que el contenido de otros  $\acute{o}$ xidos, representando cerca del 85 % de la composici $\acute{o}$ n qu $\acute{i}$ mica del cemento p $\acute{o}$ rtland. Por su parte, los contenidos de Al $_2$ O $_3$  y Fe $_2$ O $_3$  tambi $\acute{e}$ n son importantes, aunque usualmente son inferiores al 8 %. De esta forma, los cuatro  $\acute{o}$ xidos CaO, SiO $_2$ , Al $_2$ O $_3$  y Fe $_2$ O $_3$  son denominados  $\acute{o}$ xidos principales. Adem $\acute{a}$ s, existen otros  $\acute{o}$ xidos con contenidos menores como el MgO usualmente menor al 5 %, el SO $_3$  menor al 3 % y los  $\acute{a}$ lcalis Na $_2$ O y K $_2$ O menores al 1 %. El contenido de los  $\acute{a}$ lcalis es muy importante cuando el concreto se fabrica con agregados potencialmente reactivos y suele ser expresado en t $\acute{e}$ rminos de Na $_2$ O equivalente, esto es, Na $_2$ O equivalente = Na $_2$ O + 0,658 K $_2$ O. Estos  $\acute{o}$ xidos menores, tienen un importante papel en ciertas propiedades del concreto fresco y endurecido. Por ejemplo, cuando el contenido de MgO es muy alto, puede ocurrir una acci $\acute{o}$ n expansiva perjudicial en el concreto endurecido. Adicionalmente, la p $\acute{e}$ rdua al fuego (LOI) es dada con la composici $\acute{o}$ n qu $\acute{i}$ mica del cemento, representando la p $\acute{e}$ rdua de masa de una muestra calentada a 1.050  $^{\circ}$ C.

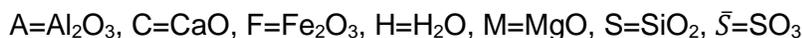
Usualmente, este valor es función de la cantidad de yeso presente en el cemento, el grado de prehidratación y el contenido de caliza (si está presente) [11].

**Tabla 2-2:** Composición en masa de óxidos del cemento pórtland.

Óxidos	Contenido máximo (%)	Contenido promedio (%)
CaO	60-69	65
SiO <sub>2</sub>	18-24	21
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	4-8	6
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	1-8	3
MgO	< 5	2
K <sub>2</sub> O, Na <sub>2</sub> O	< 2	1
SO <sub>3</sub>	< 3	1

Fuente: Tomada de Aitcin [11]

Adicionalmente, los químicos del cemento usan las siguientes abreviaturas químicas para describir los compuestos:



De esta forma, en la fabricación del clinker del cemento pórtland, durante la calcinación el calcio se combina con otros componentes de la mezcla cruda para formar cuatro fases principales que corresponden al 90 % de la masa del cemento [47], los cuales son:

- Silicato tricálcico  $3CaO \cdot SiO_2 = C_3S$
- Silicato dicálcico  $2CaO \cdot SiO_2 = C_2S$
- Aluminato tricálcico  $3CaO \cdot Al_2O_3 = C_3A$
- Ferroaluminato tetracálcico  $4CaO \cdot Al_2O_3 \cdot Fe_2O_3 = C_4AF$

De forma similar, las formas de sulfato de calcio pueden encontrarse de la siguiente forma:

- Sulfato de calcio anhidro (anhidrita):  $CaO \cdot SO_3 = C\bar{S}$
- Sulfato de calcio dihidratado (yeso):  $CaO \cdot SO_3 \cdot 2H_2O = C\bar{S}H_2$
- Hemidrato de sulfato de calcio:  $CaO \cdot SO_3 \cdot 1/2H_2O = C\bar{S}H_{1/2}$

El yeso o sulfato de calcio dihidratado es la fuente de sulfato más empleada en el cemento como se señaló anteriormente [47]. La alita ( $C_3S$ ) es la fase principal del clinker pórtland y de esta depende en buena parte el desarrollo de la resistencia mecánica; esta fase reacciona con el agua, endurece en corto tiempo y tiene un alto calor de hidratación, de tal forma que afecta el tiempo de fraguado y la resistencia inicial. La belita ( $C_2S$ ) usualmente

es la segunda fase en importancia del clínker, reacciona lentamente con el agua, tiene un bajo calor de hidratación y una contribución al desarrollo de resistencia a partir de 7 días. En este sentido, la alita y la belita determinan el desarrollo de la resistencia y el contenido de estas dos fases representa cerca de un 75 % del OPC [48].

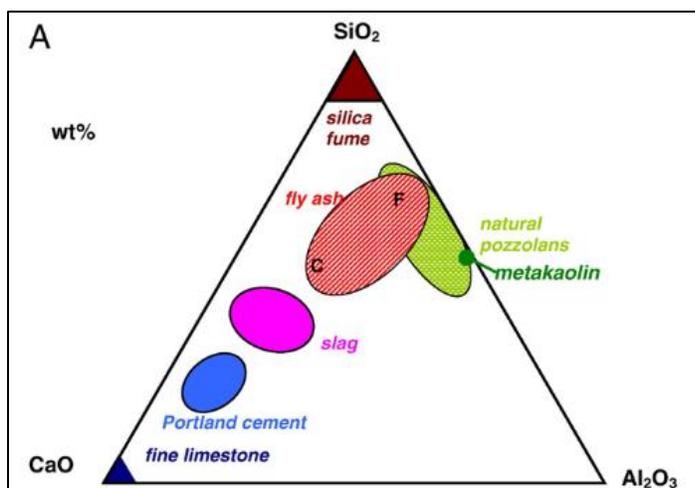
La fase aluminato está constituida por la celita ( $C_3A$ ) aunque no es un compuesto puro, sino más bien una solución sólida con algo de impurezas de  $SiO_2$  y  $MgO$  que reacciona de manera rápida con el agua, contribuye con un alto calor de hidratación y una alta resistencia inicial. Además, esta fase da al concreto propiedades indeseables como cambios volumétricos y poca resistencia a los sulfatos [48]. También, la fase aluminato se compone de la felita ( $C_4AF$ ) la cual no tiene un aporte significativo a las propiedades del concreto luego de su hidratación. Por su parte, el ajuste del contenido de sulfato en el OPC se basa usualmente en la medida de la resistencia a la compresión a 24 h en especímenes de mortero o en pruebas de calorimetría isotérmica. El objetivo principal de adicionar yeso o cualquier forma de sulfato de calcio al OPC, es controlar la reacción del  $C_3A$  y prevenir el fenómeno de fraguado relámpago<sup>3</sup>. En contraste, cuando se adiciona más yeso del necesario, se puede lograr un mayor retardo de la reacción del  $C_3A$  produciendo el fenómeno del falso fraguado<sup>4</sup> [33]. El proceso de obtención del contenido adecuado de yeso como fuente de  $SO_3$  en el cemento se presenta con mayor detalle en la sección 2.6.

En el caso de los cementos LC3, la arcilla calcinada aporta cantidades significativas de aluminosilicatos y la caliza aporta carbonato de calcio. De igual forma, Zunino & Scrivener [32] y Zunino & Scrivener [33] han mostrado que en los cementos LC3 se requiere una cantidad adicional de yeso respecto al clínker del OPC para lograr un adecuado balance y comportamiento en este material. Este contenido de yeso compensa la aceleración del pico del  $C_3A$  debido al efecto de relleno o "*filler*" de la arcilla calcinada y la caliza, el cual contribuye a la aceleración de la reacción del  $C_3S$  [59]. En este sentido, la química de los cementos LC3 y en general de los SCM está caracterizada por un contenido inferior de calcio respecto al OPC [23], como se puede apreciar en la Figura 2-5.

---

<sup>3</sup>**Fraguado relámpago:** Se manifiesta en la mezcla con una rigidización inmediata de la pasta y la generación de mucho calor de hidratación, a causa de la deficiencia de yeso en el cemento y la rápida reacción del  $C_3A$  [15].

<sup>4</sup>**Falso fraguado:** Fenómeno que ocurre a la pasta de cemento cuando adquiere una rigidez prematura y anormal, dentro de los primeros minutos después de mezclar el cemento y el agua [48].

**Figura 2-5:** Diagrama ternario CaO-Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>-SiO<sub>2</sub> de materiales cementicios.

Fuente: Tomada de Lothenbach et al. [23]

## 2.2 Hidratación de los cementos LC3

Los conceptos fundamentales del proceso de la hidratación del OPC se recopilan en esta sección, describiendo las reacciones químicas básicas que ocurren durante este, así como la influencia de los SCM aportados en los cementos LC3. También, se describen las etapas del proceso de hidratación del cemento asociadas a la liberación de energía (liberación de calor) y el desarrollo de la microestructura (conductividad eléctrica). Además, se amplían algunos conceptos sobre la influencia del contenido de sulfato en los cementos LC3.

### 2.2.1 Reacciones básicas

En presencia del agua, las fases principales del cemento pórtland se hidratan y combinan químicamente para formar nuevos compuestos, los cuales forman la estructura de la pasta de cemento endurecida en el concreto. Los silicatos de calcio, C<sub>3</sub>S y C<sub>2</sub>S, se hidratan para formar los compuestos de hidróxido de calcio y gel CSH. El cemento pórtland hidratado contiene entre el 15 % al 25 % de hidróxido de calcio y aproximadamente 50 % de gel CSH en masa. La resistencia y otras propiedades del cemento hidratado se deben principalmente al gel CSH. Por su parte, el C<sub>3</sub>A reacciona con el agua y el hidróxido de calcio para formar aluminato tetracálcico hidratado. Además, el C<sub>3</sub>A, sulfato (yeso, anhidrita u otra fuente de sulfato) y el agua se combinan para formar etringita, monosulfato de calcio y otros compuestos afines. Estas transformaciones básicas de las fases principales del cemento pórtland se presentan en la Tabla 2-3 [47].

**Tabla 2-3:** Reacciones de hidratación de los compuestos del cemento pórtland.

2(C <sub>3</sub> S) Silicato tricálcico	+11H Agua	= C <sub>3</sub> S <sub>2</sub> H <sub>8</sub> Silicatos de calcio hidratado (gel CSH)	+3(CH) Hidróxido de calcio
2(C <sub>2</sub> S) Silicato dicálcico	+9H Agua	=C <sub>3</sub> S <sub>2</sub> H <sub>8</sub> Silicatos de calcio hidratado (gel CSH)	+(CH) Hidróxido de calcio
C <sub>3</sub> A Aluminato tricálcico	+3(C $\bar{S}$ H <sub>2</sub> ) Yeso	+26H Agua	=C <sub>6</sub> A $\bar{S}$ H <sub>32</sub> Etringita
2(C <sub>3</sub> A) Aluminato tricálcico	+C <sub>6</sub> A $\bar{S}$ H <sub>32</sub> Etringita	+4H Agua	=3(C <sub>4</sub> A $\bar{S}$ H <sub>12</sub> ) Monosulfoaluminato de calcio
C <sub>3</sub> A Aluminato tricálcico	+(CH) Hidróxido calcio	+12H Agua	=C <sub>4</sub> AH <sub>13</sub> Aluminato tetracálcico hidratado
C <sub>4</sub> AF Ferroaluminato tetracálcico	+10H Agua	+2(CH) Hidróxido de calcio	=C <sub>6</sub> AFH <sub>12</sub> Ferroaluminato de calcio hidratado

Fuente: Tomada de PCA [47]

Los dos compuestos principales obtenidos de la hidratación del cemento pórtland son el gel CSH y el hidróxido de calcio. Ambos son responsables de la estructura interna de la pasta de cemento, la adherencia de esta con los agregados en los morteros y concretos y, en definitiva, de la resistencia mecánica de estos materiales. Adicionalmente, el hidróxido de calcio provee un pH alto (entre 12 y 13) a la pasta de cemento, dando una reserva alcalina y protección electroquímica al acero de refuerzo embebido en el concreto [60]. Como producto de la reacción entre el C<sub>3</sub>A y el agua en presencia de la fuente de sulfato (p.ej. yeso) se forman cristales de etringita, la cual es importante para controlar el tiempo de fraguado y el desarrollo de la estructura de la pasta de cemento. Además, cuando la concentración de la fuente de sulfato se consume por completo y dependiendo de su proporción respecto al C<sub>3</sub>A, puede darse una nueva reacción que transforma parcial o completamente la etringita en monosulfato (Tabla 2-3). Ciertas condiciones como altas temperaturas y un medio alcalino favorecen la presencia de monosulfatos, aunque la reacción es reversible una vez restablecidas las condiciones de temperatura ambiente, presencia de humedad y difusión de iones SO<sub>4</sub><sup>-2</sup> [61].

Como se explicó antes, el principio de la sinergia entre los constituyentes de los cementos LC3 es que la alúmina aportada por la arcilla calcinada reacciona con las fases carbonato aportadas por el OPC y la caliza, para formar carboaluminatos que endurecen y cristalizan contribuyendo al desarrollo de la microestructura. De esta forma, como producto de la

hidratación de estos carbonaluminatos se obtienen silicato-aluminatos de calcio hidratados (CASH), en lugar del gel CSH que se produce durante la hidratación del OPC.

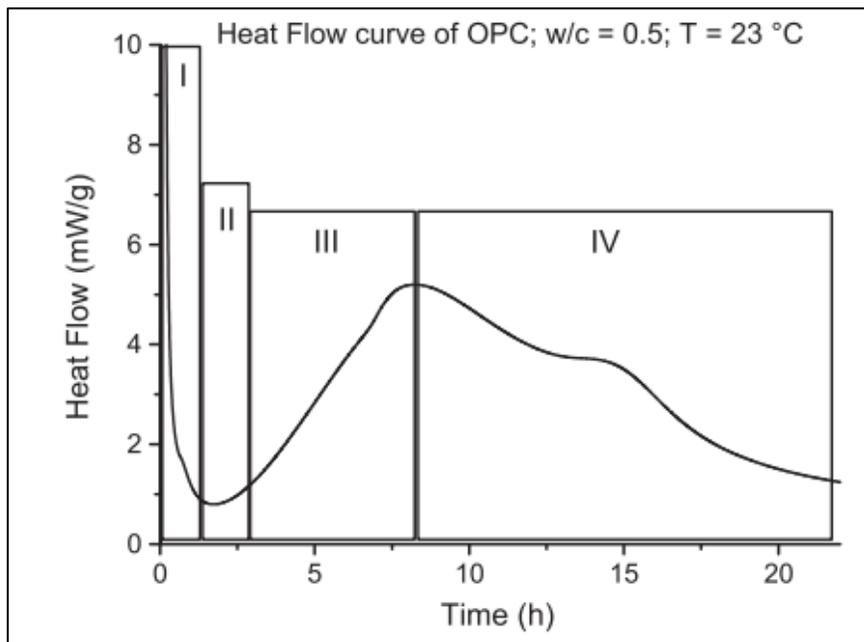
Krishnan et al. [62] han mostrado que la cantidad de caolinita calcinada que podría reaccionar en los cementos LC3 depende linealmente del contenido de alita y belita y que la cantidad requerida de carbonato para reaccionar eficientemente con los aluminatos disponibles se puede relacionar con la composición del clínker. Por su parte, Vizcaíno et al. [63] han señalado que solo una pequeña fracción de la caliza en los cementos LC3 reacciona con las fases alúmina en el cemento y la arcilla calcinada para producir carboaluminatos, dejando una fracción significativa de caliza que actúa como relleno. Sharma et al. [9] reportan que la reacción de los silicatos en los cementos LC3 depende más de la disponibilidad de portlandita que de los sulfatos, y que las fases de carbonaluminato se empiezan a formar luego del agotamiento de los sulfatos en la solución de poros. Además, indican que la presencia de aluminatos adicionales en la solución de poros impide la conversión de etringita en monosulfato.

### 2.2.2 Desarrollo de microestructura

Para el estudio de la dinámica del proceso de hidratación del cemento tradicionalmente se mide y cuantifica la tasa de calor liberado en la pasta debido a que este proceso es exotérmico. Como se puede apreciar en la Figura 2-6, existen varios puntos que caracterizan la curva de calor de hidratación [51]. El proceso de hidratación del cemento es comúnmente subdividido en varias etapas como se puede apreciar en la Figura 2-6. Estas etapas son llamadas: inicial (I), inducción (II), aceleración (III) y desaceleración (IV). También se habla de una etapa final de difusión (V) [64].

Además, la suma de las etapas de aceleración y desaceleración se puede resumir como la “*etapa principal*” en el proceso de hidratación del cemento. Generalmente, el cemento exhibe dos picos significativos en las curvas de flujo de calor como se puede apreciar en la Figura 2-8 (excluyendo el pico del instante inicial I). El primer pico se alcanza varias horas después del comienzo del periodo de aceleración y se asocia a la acción del  $C_3S$ , mientras que el segundo pico aparece durante el periodo de desaceleración y se asocia a la acción del  $C_3A$ . Este último pico se ha asociado al agotamiento del sulfato como se explica en la sección 2.2.3 [65]. En la Tabla 2-4 se describen las características principales de cada una de las etapas del proceso de hidratación.

**Figura 2-6:** Etapas del proceso de hidratación para un OPC, relación  $a/mc = 0,5$  y temperatura de 23 °C.



Fuente: Tomada de Jansen et al. [65]

**Tabla 2-4:** Descripción de las etapas del proceso de hidratación del cemento.

Etapa	Desarrollo
Inicial (I)	Inicia justo con la adición de agua al cemento y el comienzo de la disolución del $C_3S$ . También, ocurre el proceso de reacción del $C_3A$ , que se desarrolla rápidamente. Existen diversas explicaciones sobre esta etapa del proceso de hidratación. Una de estas considera que, con la adición de yeso al cemento se forma una capa de etringita en vez de hidratos hexagonales, que retarda la formación del monosulfato. En esta etapa, el calor de hidratación se asocia con la disolución de las especies iónicas más activas del $C_3S$ y la formación de una capa delgada de gel CSH sobre sus partículas. También, este se puede asociar a la saturación de especies iónicas en la solución de poros. Tiene una duración de cerca de 15 min.
Inducción (II)	Comienza con la formación del gel CSH y la Portlandita, luego de unos pocos minutos de iniciado el proceso de hidratación. Esta etapa es también conocida como periodo durmiente. A pesar de esto, no es un periodo durante el cual no suceda nada, porque durante este tiempo, se observa que el pH y la conductividad eléctrica incrementan y que la pasta formada por el $C_3S$ endurece ligeramente.
Aceleración (III)	Corresponde al incremento en la formación de gel CSH y Portlandita, lo que forma una estructura densa que limita la movilidad de la pasta. En este punto, ocurre el fraguado normal del cemento y rápido incremento del calor de hidratación, que está controlado por la hidratación del $C_3S$ hasta alcanzar un pico, dando continuidad a la etapa de desaceleración.

Etapa	Desarrollo
Desaceleración (IV)	Cuando disminuye el contenido de calcio en la solución, se desacelera la velocidad de reacción. Los primeros hidratos formados en la superficie de las partículas de $C_3S$ por un proceso de disolución/precipitación, interfieren con la migración de agua hacia el interior de estas partículas. En consecuencia, la reacción de hidratación se da mediante difusión. Durante esta etapa, suele verse un segundo pico de la curva de calor de hidratación relacionado con la disolución del $C_3A$ producto del agotamiento del sulfato.
Difusión (V)	Los iones de $Ca^{2+}$ se mueven a lugares de menor concentración para obtener una distribución de iones uniforme. En este punto, la estructura de gel CSH es más densa y esta endurecida. Esto dificulta la movilidad de los iones, causando que el proceso sea muy lento. Si hay agua suficiente durante esta etapa, se facilita la movilidad de dichos iones de calcio. También, se evidencia una pequeña liberación del calor que decrece con el tiempo. Las reacciones de hidratación no paran, pero continúan a una tasa muy lenta.

Fuente: Basado en Aitcin [11] y Lopera [64]

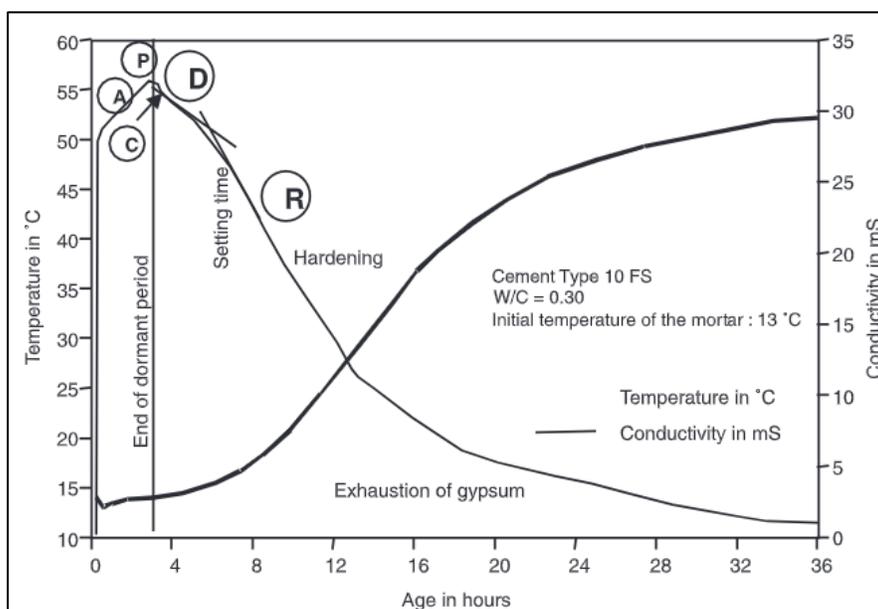
La hidratación del cemento es un proceso físico y químico complejo y como se mencionó anteriormente, este ha sido estudiado tradicionalmente por métodos calorimétricos mediante la medición de la evolución del calor de hidratación. No obstante, algunas limitaciones de este método son que el contenido de calor liberado no es simplemente proporcional ni al grado de hidratación del cemento ni al desarrollo de las propiedades físicas. Químicamente, este proceso implica la disolución de iones y la formación de nuevos compuestos químicos, y físicamente implica un cambio en la microestructura mediante un proceso de disminución de la porosidad. Cuando se agrega agua al cemento, los iones solubles en el cemento se disuelven en el agua y estos son conductores y pueden formar una corriente eléctrica bajo cierto campo eléctrico. La conductividad de una mezcla de cemento depende principalmente de la concentración de la solución de iones y la microestructura, especialmente de la porosidad y la conectividad de los poros de la pasta de cemento. De esta forma, la resistividad o su inverso, la conductividad, de la pasta de cemento es una huella dactilar de su hidratación [51].

Adicionalmente, los efectos de las reacciones químicas desencadenadas durante la hidratación del cemento se pueden seguir al monitorear otros fenómenos que ocurren simultáneamente en la pasta de cemento que se hidrata como por ejemplo: el fraguado de la pasta, los cambios volumétricos, el aumento de la resistencia a la compresión y el módulo elástico, entre otros [11]. Sin embargo, existen diversas investigaciones como Li et al. [66], Yousuf et al. [67], Yousuf & Xiaosheng [63], Chi et al. [68] y Liu et al. [69] en las cuales se ha estudiado la evaluación del proceso de hidratación en pastas de cemento mediante la técnica de EIS y en algunos casos, su correlación con el desarrollo del calor

de hidratación. Lo anterior, fue tenido en cuenta en el desarrollo de la presente investigación como se explica en detalle en el capítulo 5.

En la Figura 2-7 se puede apreciar la curva característica de la variación de la conductividad eléctrica con el tiempo, la cual también se puede descomponer en varias partes. La primera parte, A, corresponde a la parte ascendente que sigue el contacto de las partículas de cemento con el agua, debido a la actividad química intensa asociada a la disolución de varias especies iónicas que se encuentran en el cemento. En paralelo, se observa un incremento rápido y fuerte del pH. Esta etapa finaliza con el pico P que tiene una pequeña caída C, la cual corresponde a la precipitación cuasi-instantánea de los primeros cristales de portlandita cuando la solución de poros ha alcanzado el nivel máximo de saturación de iones de  $\text{Ca}^{2+}$ . Luego del punto C, continúa un descenso progresivo de la conductividad en una corta duración, D, seguido por un descenso más rápido en la parte R que corresponde a la “estructuración” de la pasta de cemento hidratada. En esta etapa del proceso de hidratación, los primeros hidratos empiezan a formar una estructura con las partículas de cemento con una mayor tortuosidad, por lo que el movimiento de los iones se vuelve más difícil. Además, hay menos agua disponible en la solución de poros, debido a que está ya se ha combinado con los productos de la hidratación [11].

**Figura 2-7:** Conductividad eléctrica y calor liberado de un cemento adicionado con 8 % de humo de sílice.



Fuente: Tomada de Aitcin [11]

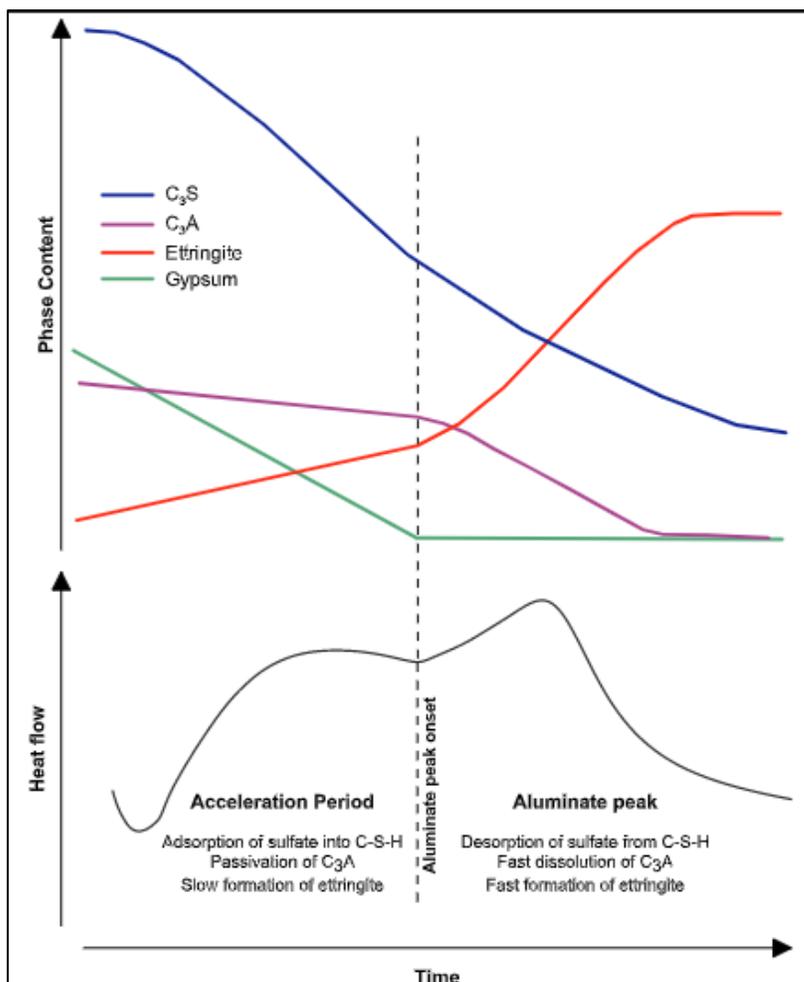
### 2.2.3 Influencia del contenido de sulfato

Como se explicó previamente, el sulfato de calcio es adicionado al clínker del OPC durante su molienda con el fin de controlar la reacción del aluminato tricálcico o  $C_3A$  y prevenir el fraguado relámpago. Si el contenido del sulfato es insuficiente el pico del  $C_3A$  ocurrirá antes del pico del  $C_3S$  y este será más pequeño y ancho, dando lugar a una reducción del grado de hidratación y resistencia a edades tempranas. Zunino et al. [32] compararon los efectos de diferentes factores que afectan la tasa de consumo del sulfato a edades tempranas de la hidratación en sistemas  $C_3S/C_3A$  como los cementos LC3, encontrando que los dos principales factores que afectan el balance de sulfato en estos son la cantidad de etringita que se precipita antes del inicio del pico del  $C_3A$  y la adsorción del sulfato del gel CSH.

De acuerdo con la guía técnica ASTM C563 [70] el ajuste del contenido de sulfato en el cemento se puede basar en la medida de la resistencia a la compresión en cubos de mortero. Sumado a este criterio, la guía GTC 302 [71] permite realizar este proceso mediante calorimetría isotérmica en la pasta o mortero, resistencia a la compresión en el concreto y contracción por secado en el mortero. Zunino et al. [33] estudiaron la relación entre el efecto de relleno dado por los SCM en los cementos LC3 y la adición del sulfato de calcio requerido para una adecuada sulfatación, encontrando que la adsorción del sulfato por el gel CSH es el factor más importante. También reportaron que el área superficial dada por los SCM puede explicar el aumento en el requerimiento del sulfato en los cementos LC3. En la Figura 2-8 se muestra el diagrama del mecanismo propuesto que involucra la adsorción de sulfato del gel CSH durante el periodo de aceleración.

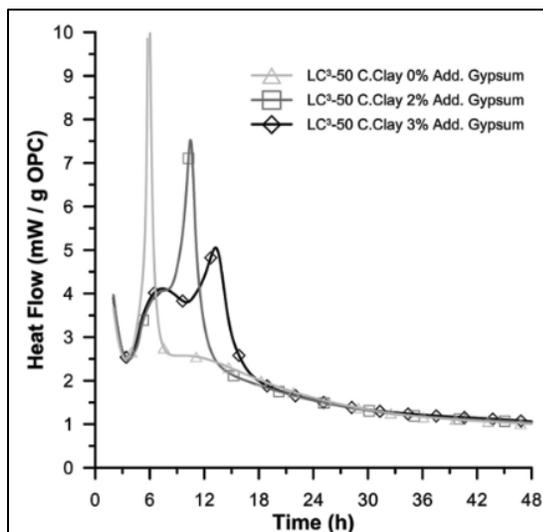
Teniendo en cuenta lo anterior, para alcanzar el mayor potencial en las propiedades mecánicas de los cementos LC3 se requiere un ajuste del contenido de sulfato en función de la proporción de clínker usado. Si solo se usa el sulfato determinado para el clínker puede ocurrir subsulfatación como se puede apreciar en la Figura 2-9, en donde para un 0 % de contenido de yeso adicional al del clínker, un pico de  $C_3A$  agudo precede a un pico de  $C_3S$  más bajo y ancho. El equilibrio del sistema se restablece incorporando yeso adicional para retardar la reacción del  $C_3A$ . El requerimiento de yeso adicional en los cementos LC3 está relacionado con la superficie adicional dada por los SCM, la cual incrementa la tasa de reacción de la alita (efecto de relleno). Lo anterior, produce el aumento de la tasa de precipitación del gel CASH durante el periodo de aceleración llevando a un consumo del yeso sólido y a un pico de  $C_3A$  más temprano [5].

**Figura 2-8:** Diagrama propuesto por Zunino et al. [33] del mecanismo de adsorción de sulfato del gel CSH.

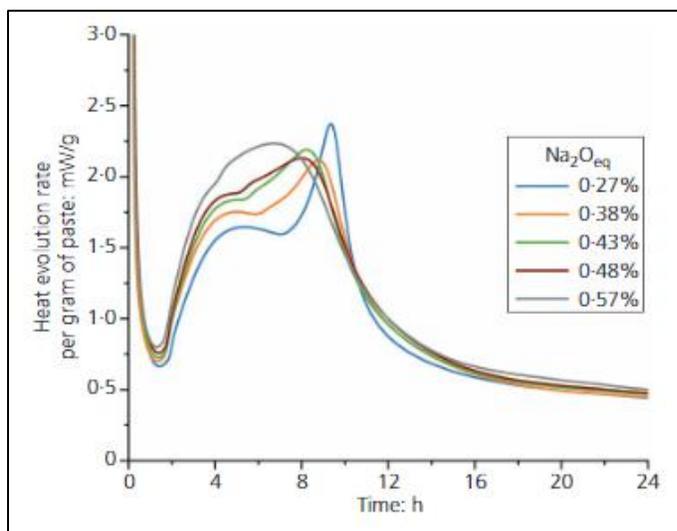


Fuente: Tomada de Zunino et al. [33]

Sin embargo, es importante señalar que el contenido de álcalis del cemento también afecta significativamente las reacciones de hidratación ya que estos aceleran la reacción temprana de las fases de silicatos y aluminatos, mientras que reducen la hidratación y resistencia a edades posteriores. Además, es necesario un cierto nivel de alcalinidad para favorecer las reacciones puzolánicas presentes en los cementos LC3. En la Figura 2-10 se puede apreciar el flujo de calor para un cemento LC3 con un nivel de reemplazo del 50 % y un contenido de variable de álcalis entre el 0,3 % y 0,6 % de  $\text{Na}_2\text{O}_{\text{equivalente}}$ , así como se puede evidenciar su influencia en la curva de flujo de calor. De esta forma, el contenido óptimo de álcalis consiste en proporcionar suficiente alcalinidad para potenciar la reacción puzolánica, sin perjudicar significativamente las propiedades en edades tardías [12].

**Figura 2-9:** Curvas de flujo de calor de cementos LC3 con diferente adición de yeso.

Fuente: Tomada Zunino et al. [5]

**Figura 2-10:** Flujo de calor de un cemento LC3 con varios contenidos de  $\text{Na}_2\text{O}_{\text{equivalente}}$ .

Fuente: Tomada de Scrivener et al. [12]

## 2.3 Desempeño de los cementos LC3

En términos generales, diversos estudios e investigaciones han mostrado que el mortero y el concreto fabricado con cementos LC3 puede desarrollar propiedades mecánicas y durabilidad comparables e incluso mejores en algunos casos respecto al concreto OPC. Esto fue descrito también en la sección 1.1.2 y sumado a esto, en la Tabla 2-5 se extraen

resultados de algunos trabajos recientes que se consideran relevantes, con base en la literatura técnica disponible y en la cual se publican nuevos estudios continuamente.

**Tabla 2-5:** Recopilación de estudios recientes sobre el desempeño de los cementos LC3.

Autor(es)	Objetivo	Resultados
Maraghechi, Avet, Wong, Kamyab & Scrivener (2018)	Investigar durabilidad de mortero y pasta frente a penetración de iones cloruros en mezclas LC3, para 5 arcillas con diferentes contenidos de caolinita.	El principal factor que controla la difusividad del LC3 es el contenido de caolinita de la arcilla y la resistencia al ingreso de cloruros aumentó para niveles intermedios de caolinita. El uso de arcillas de alto grado no es necesario para obtener una buena durabilidad.
Narayanan & Muniyasamy (2018)	Estudio de propiedades en concretos LC3.	La mezcla de LC3 con nivel de reemplazo del 60 % obtuvo un mejor desempeño de resistencia a la compresión, tensión y flexión frente a un concreto convencional.
Shah, Parashar, Mishra, Medeppli, Krishnan & Bishnoi (2018)	Evaluar efecto de diferentes niveles de reemplazo de sobre hidratación, tiempo de fraguado, desarrollo de resistencia, propiedades del transporte y carbonatación.	La tasa de hidratación aumenta con un mayor nivel de reemplazo del LC3 (edades tempranas). Mayor resistencia a la compresión en concretos LC3, reducción de porosidad y tasa de absorción de agua con incremento del nivel de reemplazo. La resistencia a la carbonatación del LC3 fue menor que el OPC.
Apsa & Rao (2019)	Encontrar propiedades físicas del LC3 con 40 %, 50 %, 60 % de clínker y 20 %, 30 % 40 % de reemplazo de arcilla calcinada a 600 °C. Estudiar durabilidad por ataque ácido y sulfatos.	Mezcla con 60 % clínker, 20 % arcilla, 15 % caliza y 5 % yeso mostró resistencia a la compresión cercana al OPC. Ataque ácido y por sulfatos fue mejor resistido por mezcla con 40 % clínker, 40 % arcilla, 15 % caliza y 5 % yeso. Se encontró que la mezcla más optimista respecto a resistencia y durabilidad fue la de 50 % clínker, 30 % arcilla, 15 % caliza y 5 % yeso.
Avet, Boehm-Courjault & Scrivener (2019)	Caracterizar la composición, morfología y densidad del gel CASH en mezclas de LC3.	Incorporación significativa de alúmina en mezclas de LC3 (50 %) respecto a OPC, la cual aumentó con el contenido de caolinita de la arcilla. No se observó ningún cambio en la morfología del CASH.
Mishra, Emmanuel & Bishnoi (2019)	Analizar y comparar el desarrollo de resistencia y la microestructura de mezclas de LC3 y ceniza volante (CC) curadas a 27 y 50°C.	Se observó diferencia significativa en la resistencia a compresión a 28 días entre muestras curadas a 27 °C y 50 °C, con bajos contenidos de clínker. Cantidades de etringita y carboaluminato se reducen cuando el LC3 se cura a 50 °C. Hidratación del clínker se ralentiza el primer día cuando se cura a 50 °C.
Ston & Scrivener (2019)	Estudiar las propiedades de fluencia en muestras de pasta de LC3.	Se encontró una fluencia menor en el LC3 respecto a mezcla de referencia, aun cuando se usaron arcillas de baja reactividad o un menor nivel de reemplazo.
Avet & Scrivener (2020)	Investigar la influencia de las condiciones de la capacidad de "atrapamiento" de cloruros de las mezclas de LC3.	Aumento del pH lleva a una reducción de cantidad de cloruros atrapados en mezclas de LC3, asociado a un menor contenido de cloruros en la solución sólida de sal de Friedel <sup>5</sup> e hidrato de hemicarboaluminato.
Dhandapani & Santhanam (2020)	Explorar los parámetros de la red de poros en diferentes sistemas adicionados y la relación en el desarrollo de la estructura y las propiedades de transporte.	Factor crítico en desarrollo de microestructura es composición química de gel CASH y sus estados físicos. Matriz en concretos con arcilla calcinada alcanza tamaño crítico de poros en edad temprana, llevando a densificación de espacio poroso capilar en comparación a concretos FA.

<sup>5</sup> **Sal de Friedel:** Debe su nombre que, en 1.897 Friedel sintetizó el monocloroaluminato cálcico hidratado  $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{CaCl}_2 \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 10\text{H}_2\text{O}$ ; puede encontrarse en una pasta de cemento cuando está próxima a una fuente de cloruros [183].

Autor(es)	Objetivo	Resultados
Nair, Haneefa, Santhanam & Gettu (2020)	Evaluar las características reológicas de las pastas de LC3, OPC y OPC con ceniza volante, y su interacción con superplastificantes.	Dosis más altas de superplastificante para mezclas LC3 en comparación OPC y OPC+FA; Características de trabajabilidad en dosis de saturación similares. Para niveles de remplazo del 45 %, ningún concreto puede igualar el rendimiento de retención del asentamiento esperado.
Nguyen, Kim & Castel (2020)	Investigar la influencia del LC3 en la RAS.	Reemplazo de 30 % cemento por arcilla calcinada y caliza redujo expansión de mortero por debajo de límite (norma australiana). Fases adicionales ricas en calcio del LC3 parecen retrasar la formación de gel RAS o producir productos RAS con alto contenido de Ca/Si, CSH y CASH relativamente rígidos que tienen capacidad menos expansiva.
Bahman-Zadet, Ramezani pour & Zolfagharnasab (2022)	Estudiar efectos combinados de carbonatación acelerada y capacidad de atrapar iones de cloruros en mezclas de pasta de LC3, solo arcilla (CC), solo caliza (LS) y humo de sílice (SF).	LC3 fue más vulnerable a ingreso de CO <sub>2</sub> que OPC y SF, y menos que CC, así como presentó mayor capacidad que otras mezclas de atrapar cloruros, excepto mezcla CC. Esto estuvo influenciado por contenido de alúmina y, el contenido de caolinita y minerales amorfos en la arcilla. Carbonatación redujo capacidad de atrapar cloruros del LC3.

Fuente: Basado en Maraghechi et al. [72], Narayanan & Muniasamy [73], Shah et al. [74], Apsa & Rao [75], Mishra et al. [76], Rengaraju et al. [77], Ston & Scrivener [78], Avet et al. [79], Dhandapani & Santhanam [80], Nair et al. [81], Nguyen et al. [82] y Bahman-Zadet et al. [83]

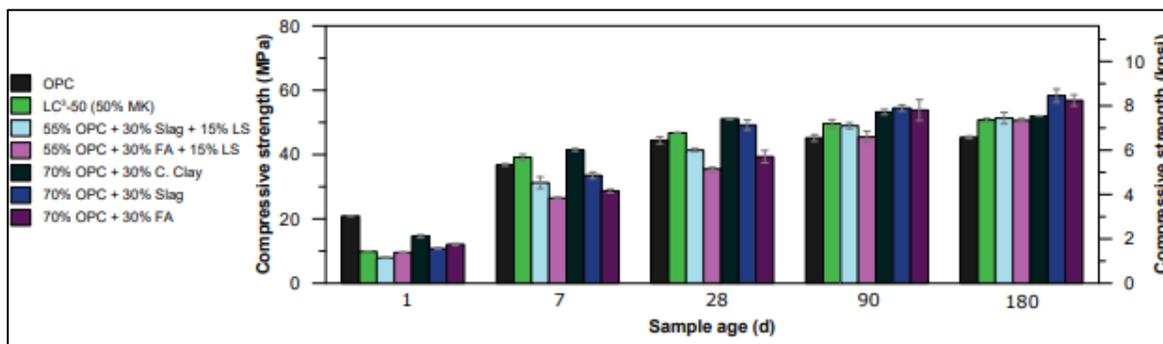
Gettu et al. [84] recopilaron cuatro años de investigaciones desarrolladas en el Indian Institute of Technology Madras en la India, en las cuales se han evaluado múltiples propiedades en los cementos y concretos LC3. De esta forma, señalan que las mezclas de concreto hechas con base en cementos LC3 desarrollan una resistencia a la compresión comparable al concreto OPC y dan una mayor resistencia a la penetración de cloruros, ingreso de humedad, permeabilidad al gas, ataque por sulfatos y potencial de agrietamiento por corrosión que el concreto OPC. Sin embargo, a pesar de que los concretos LC3 presentan un menor umbral de cloruros, se ha evidenciado que este tiene una mayor tasa de carbonatación que el concreto hecho con OPC y la ceniza volante. Además, exponen que se espera que la estimación de la vida útil asociada a ataque por cloruros aumente significativamente para una estructura hecha de concreto LC3.

De forma similar, Scrivener et al. [12] detallan los principales factores que influyen el comportamiento de los cementos LC3, resaltando que el contenido de caolinita juega un papel importante en las propiedades reológicas y en el desarrollo la resistencia. También, resaltan que el desempeño de los cementos LC3 esta ligeramente influenciado por el proceso de calcinación de la arcilla, pero que se puede optimizar utilizando la temperatura de calcinación correcta y aplicando un diseño de mezcla específico con un contenido ajustado de sulfato y álcalis, como se explicó en la sección 2.2.3. Adicionalmente, las

mezclas de cementos LC3 muestran un mejor comportamiento frente a la fluencia y un retraso en las deformaciones por contracción con comparación con el cemento simple. En cuanto a la durabilidad, los cementos LC3 muestra un rendimiento sobresaliente respecto a la penetración de cloruros y la expansión por la RAS.

En la Figura 2-11 se muestra una comparación de la resistencia a la compresión en morteros con SCM comunes como la escoria y la ceniza volante con arcillas calcinadas, ambas en formulaciones binarias y también combinadas con caliza, mostrando que las mezclas con arcillas calcinadas superan a los otros SCM en edades tempranas. Por su parte, en la Figura 2-12 se puede observar un comportamiento similar, pero en el concreto para mezclas de OPC y con escoria o humo de sílice (SF). Las mezclas con el mismo factor de clínker que el LC3 (50 %) tienen resistencias inferiores en todas las edades de prueba [85]. Adicionalmente, la Figura 2-13 muestra el perfil de iones cloruro en un experimento de estanqueización unidireccional en una solución de NaCl al 3 % en peso, durante 2 años para muestras de mortero OPC y LC3 con contenido de caolinita del 50 %, indicando una reducción en la profundidad (difusión) de iones cloruro en los cementos LC3 en comparación de otras mezclas con un mayor contenido de clínker [12].

**Figura 2-11:** Resistencia a la compresión en morteros preparados mezclando OPC con SCM comunes y caliza y con SCM solos (30 %) de reemplazo.

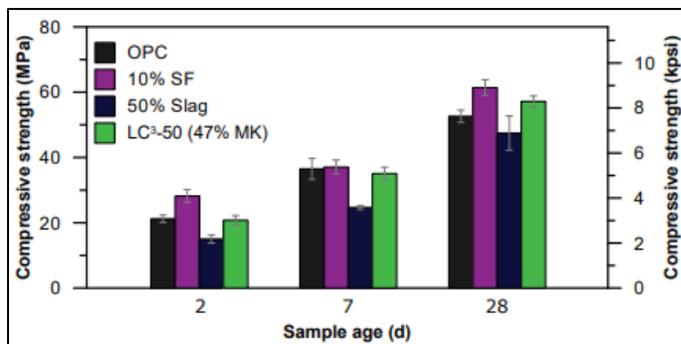


Fuente: Tomada de Zunino [85]

Como se mencionó en la sección 1.1.3, diferentes estudios muestran que en los morteros y concretos fabricados con cementos LC3 existe una mayor tendencia a la carbonatación teniendo en cuenta que estos tienen una menor reserva alcalina y que esto sucede también en otros sistemas adicionados con SCM. No obstante, esto depende también de las condiciones de exposición ya que, en muchos casos se desarrollan pruebas aceleradas que simulan ambientes agresivos, los cuales no necesariamente pueden llegar a

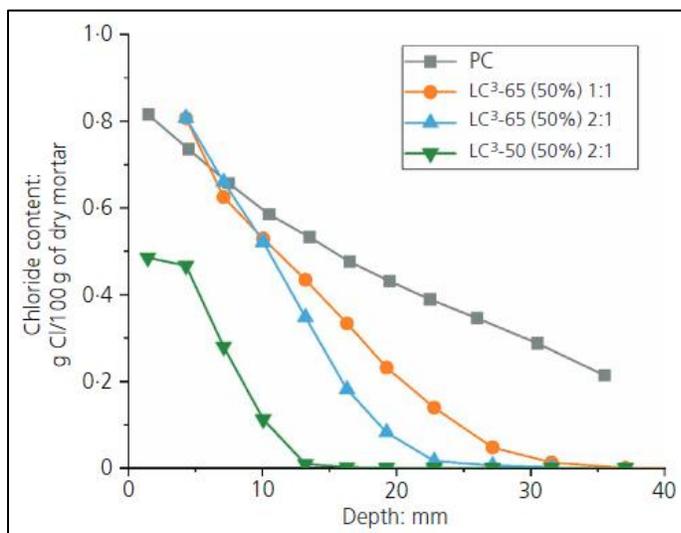
representar las condiciones reales. Aun así, estas metodologías permiten evaluar el desempeño equivalente entre diferentes tipos de concretos. De igual forma, la potencial afectación de las estructuras por corrosión debida a carbonatación y con presencia de concretos LC3 debe realizarse bajo diversas consideraciones (sección 2.8).

**Figura 2-12:** Resistencia a la compresión de mezclas de concreto preparadas con diferentes cementos adicionados (relación  $a/mc = 0,43$ ) y comparado con OPC.



Fuente: Tomada de Zunino [85]

**Figura 2-13:** Perfil total de iones coluros en morteros con OPC y LC3, expuestos a una solución de NaCl del 3 % en peso por dos años.

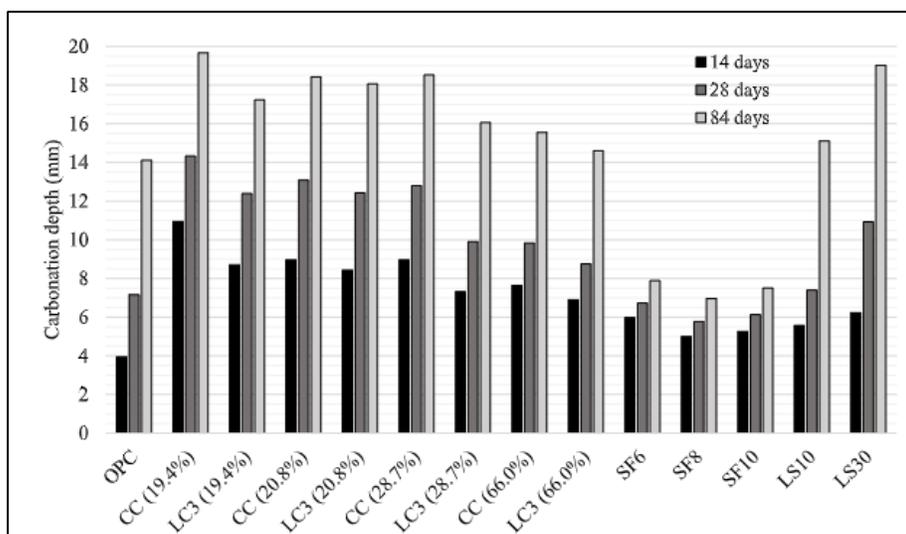


Fuente: Tomada de Scrivener et al. [12]

En la Figura 2-14 se pueden apreciar los resultados de profundidad de carbonatación presentados por Bahman-Zadeh et al. [83] para diferentes morteros de OPC, OPC adicionado con arcilla calcinada (CC), OPC adicionado con caliza (LS), LC3 y OPC adicionado con humo de sílice (SF) luego de 14 días, 28 días y 84 días de exposición a

carbonatación acelerada en una cámara con una concentración del 5 % de  $\text{CO}_2$ , HR de  $65 \% \pm 5 \%$  y temperatura de  $30 \text{ }^\circ\text{C} \pm 1 \text{ }^\circ\text{C}$ . Bajo estas condiciones, los morteros LC3 mostraron una menor resistencia a la carbonatación respecto a otros morteros, particularmente frente a aquellos con OPC adicionado con SF o CC [83].

**Figura 2-14:** Profundidad de carbonatación para mezclas de mortero de OPC, OPC adicionado con arcilla calcinada (CC), OPC adicionado con caliza (LS), LC3 y OPC adicionado con humo de sílice (SF).



Fuente: Tomada de Bahman-Zadeh et al. [83]

## 2.4 Fenómeno de carbonatación en el concreto

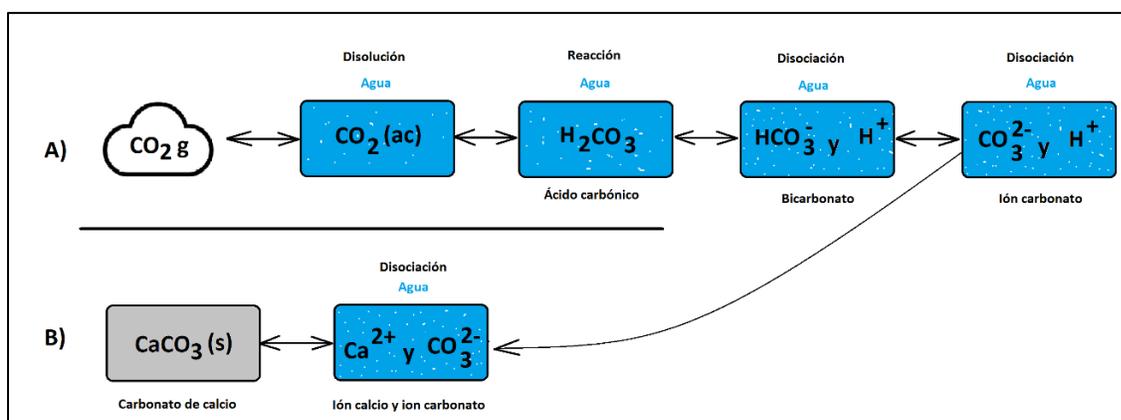
La carbonatación es un fenómeno de gran importancia en la durabilidad del concreto dado que las reacciones químicas asociadas con este proceso ocasionan cambios importantes en la microestructura del concreto, particularmente la reducción del pH lo que induce la despasivación del acero de refuerzo. De esta forma, en esta sección se presentan los fundamentos teóricos acerca del fenómeno de carbonatación en el concreto.

### 2.4.1 Mecanismo de transporte y reacción del $\text{CO}_2$

La carbonatación es un tipo particular de reacción ácida de gran importancia en la durabilidad del concreto. Este fenómeno es causado por la penetración por difusión del dióxido de carbono o anhídrido carbónico ( $\text{CO}_2$ ) del aire atmosférico o del suelo, en la estructura porosa de la superficie del concreto [86]. El término carbonatación describe la

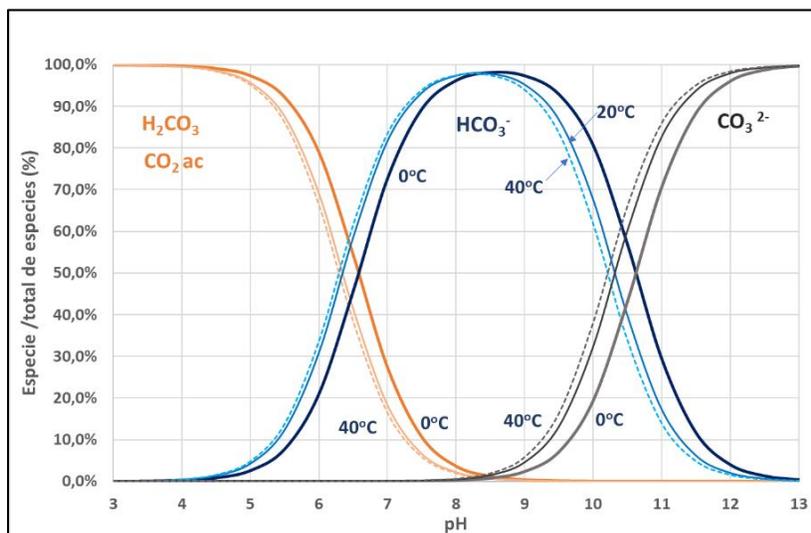
reacción entre carbonatos disueltos con productos de la hidratación del OPC, principalmente, mediante la interacción con los iones calcio que son extraídos de estos productos [87]. Una vez el  $\text{CO}_2$  penetra el material se desarrolla una cadena de fenómenos con la forma mostrada en la Figura 2-15, que de acuerdo con el pH de la solución de poros pueden estar o no presentes varias especies como se puede apreciar en la Figura 2-16. En este sentido, el proceso de carbonatación inicia con la disolución del  $\text{CO}_2$  en la solución de poros alcalina y continua con reacciones y disociaciones de las diferentes especies involucradas a medida que el pH se reduce [41].

**Figura 2-15:** Cadena de fenómenos asociados al ingreso de  $\text{CO}_2$  en el concreto.



Fuente: Tomada de Arango [41]

**Figura 2-16:** Presencia de especies asociadas a la carbonatación según el pH de la solución de poros.

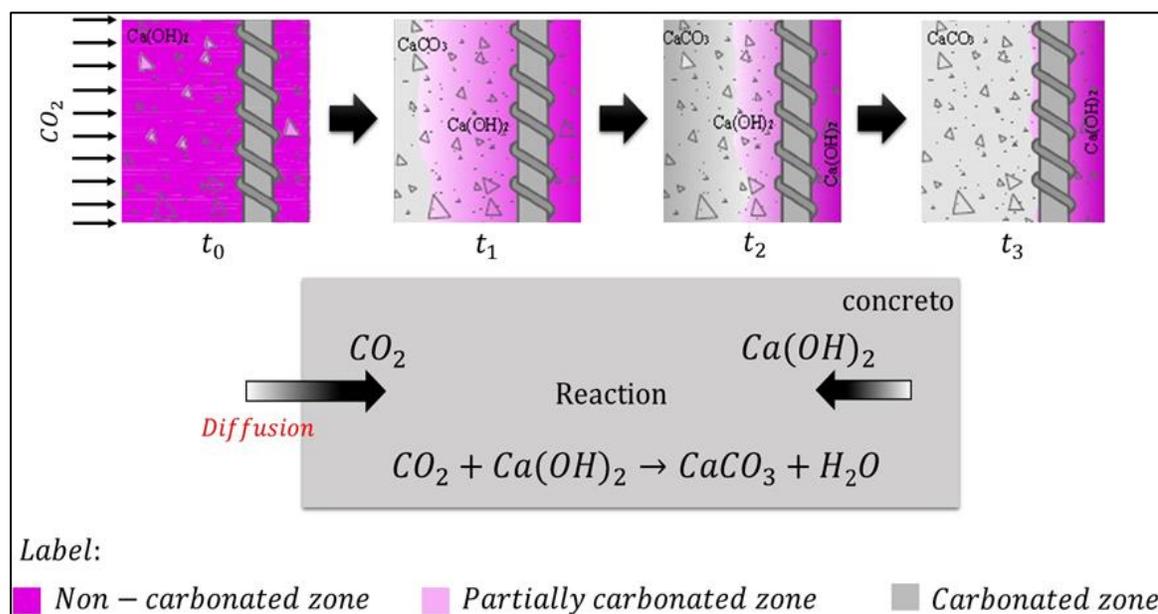


Fuente: Tomada de Arango [41]

El ácido carbónico puede disociarse en iones  $\text{HCO}_3^-$  y  $\text{CO}_3^{2-}$  a un pH más alto. Para un pH entre 8 y 10 ambos mecanismos son importantes. Además, en la solución de poros los iones carbonato reaccionan con los iones calcio que son re-solubilizados de los productos sólidos y se precipitan como carbonato de calcio, el cual es el producto principal de la carbonatación y puede precipitarse en tres polimorfos: calcita, aragonita y vaterita, dependiendo de las condiciones internas del concreto y la presencia de impurezas y aditivos. La calcita es el polimorfo más estable bajo condiciones ambientales mientras que, las fases metaestables incluyen carbonato de calcio amorfo, monohidrocalcita, vaterita y aragonita y pueden formarse antes o junto con la precipitación de la calcita [88].

Originalmente, se consideraba que la carbonatación podía ocurrir solamente por la penetración del  $\text{CO}_2$  atmosférico, sin embargo, se ha comprobado que puede ocurrir también por presencia de  $\text{CO}_2$  en el suelo [86]. En la Figura 2-17 se presenta una representación esquemática del proceso de carbonatación en el concreto.

**Figura 2-17:** Representación esquemática de la carbonatación en el concreto.



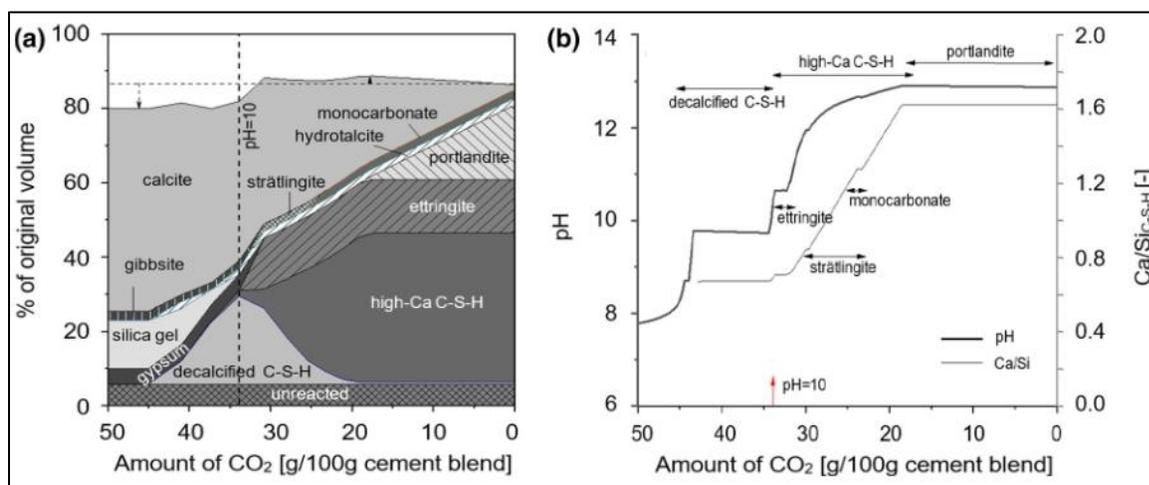
Fuente: Tomada de Félix et al. [89]

La formación del carbonato de calcio durante el proceso de carbonatación produce la liberación de parte del agua atrapada en la portlandita y en otros hidratos, ocasionando cambios importantes en el volumen sólido total de la pasta. Estos cambios pueden ser positivos o negativos dependiendo de la química del cemento y pueden tener un mayor

impacto sobre la porosidad, así como en las propiedades de transporte de la pasta de cemento carbonatada. Un modelo termodinámico de carbonatación del cemento hidratado como el mostrado en la Figura 2-18 puede ser usado para conocer los cambios de pH y la secuencia de desestabilización de los productos diferentes del OPC hidratado, la cual se resume en la Figura 2-19 [88].

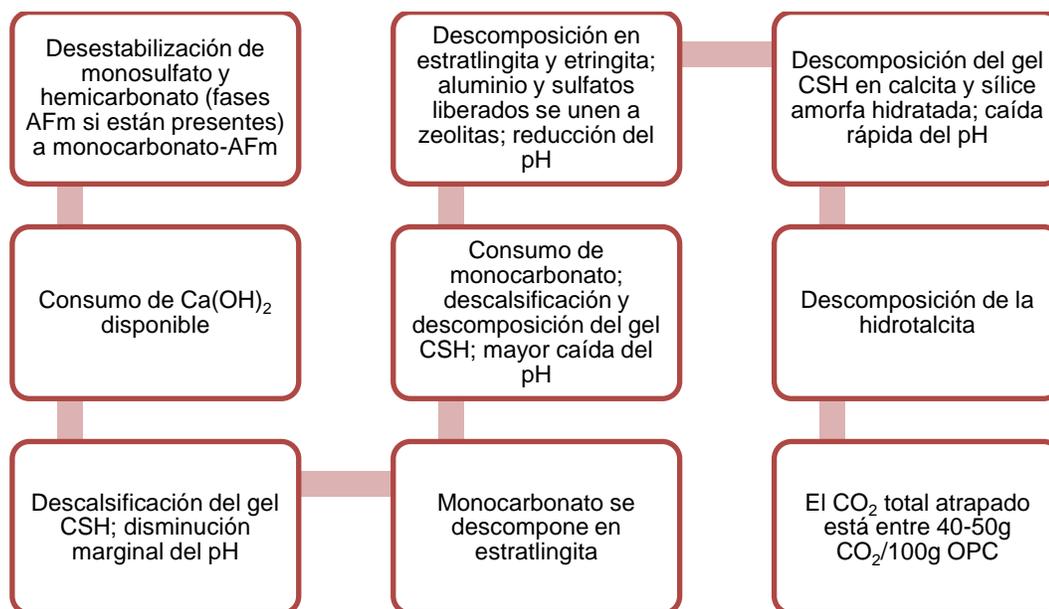
De este modo, tanto la Figura 2-18 como la Figura 2-19 muestran que existen interacciones de varias etapas entre el  $\text{CO}_2$  que penetra el concreto y diferentes productos de la hidratación del cemento como la portlandita, el gel CSH, la etringita y las fases AFm<sup>6</sup> (si están presentes). Estas interacciones están controladas por el pH de la solución de poros (ver Figura 2-16) y la cantidad de  $\text{CO}_2$  disponible durante el proceso de carbonatación, incrementando el volumen de carbonato de calcio y en menor medida de otros minerales en la pasta de cemento en la medida que este proceso avanza.

**Figura 2-18:** Modelo termodinámico de ensamblaje de fases durante carbonatación de un cemento pórtland blanco con relación  $a/mc = 0,5$  y un grado de hidratación del 90 % (a), y cambios de pH y relación Ca/Si del gel CSH durante la carbonatación (b). En ambas gráficas la pasta de cemento inalterada es mostrada a mano derecha y hacia la izquierda los efectos de su reacción con el  $\text{CO}_2$ .



Fuente: Tomada de Greve-Dierfeld et al. [88]

<sup>6</sup>**Fase AFm:** es una fase de "alúmina, óxido férrico, monosulfato". Se forman, entre otras cosas, cuando el  $\text{C}_3\text{A}$  reacciona con el sulfato de calcio disuelto (ver Tabla 2-3).

**Figura 2-19:** Secuencia de desestabilización de productos de hidratación del cemento.

Fuente: Adaptado de Greve-Dierfeld et al. [88]

## 2.4.2 Modelo de carbonatación

De manera aproximada y simplificada, la profundidad de carbonatación ( $X$ ) en el concreto es proporcional a la raíz cuadrada del tiempo de acuerdo con la segunda ley de difusión de Fick, que se expresa de la siguiente manera [86]:

$$X = k \sqrt{t}$$

**Ecuación 2-1:** Modelo de carbonatación simplificado.

En donde:

$X$  = profundidad del frente de carbonatación.

$k$  = coeficiente o tasa de carbonatación.

$t$  = tiempo transcurrido.

Adicionalmente, el valor de  $k$  depende del grado de saturación y la estructura de poros del concreto, así como del contenido de  $\text{CO}_2$ , la humedad relativa y la temperatura en el ambiente [90] como se explica en la sección 2.4.3. Por tal razón, existen modelos basados en la microestructura del concreto como el presentado en la Ecuación 2-2, los cuales comprenden: la composición química del cemento; la relación  $a/mc$  y la relación

agregados/cemento en el concreto; y la concentración de  $\text{CO}_2$  y humedad relativa presentes en la atmósfera. De esta forma, la Ecuación 2-2 proporciona una base teórica para el cálculo de la constante  $k$  [91].

$$x = \sqrt{\frac{2D_{e,CO_2}^c [CO_2]^0}{[Ca(OH)_2]^0 + 3[CSH]^0 + 3[C_3S]^0 + 2[C_2S]^0} t}$$

**Ecuación 2-2:** Modelo de carbonatación basado en microestructura del concreto.

En donde:

$D_{e,CO_2}^c$  = difusividad efectiva del  $\text{CO}_2$ .

$[Ca(OH)_2]^0, [CSH]^0, [C_3S]^0, [C_2S]^0$  = Concentraciones iniciales ( $t = 0$ ) de  $\text{Ca(OH)}_2$ , CSH,  $\text{C}_3\text{S}$  y  $\text{C}_2\text{S}$ , respectivamente.

Cuando se gráfica la profundidad de carbonatación como una función de la raíz cuadrada del tiempo de acuerdo con la Ecuación 2-1, se obtiene una relación aproximadamente lineal y la pendiente es tomada como el coeficiente  $k$ , asumiendo una condición de estado estacionario. Sin embargo, los productos de la carbonatación tienden a bloquear los poros en el concreto y causar una reducción de la difusividad del  $\text{CO}_2$ , sumado a que los materiales cementicios continúan hidratándose y refinando los poros dentro del material por lo que el coeficiente  $k$  debería disminuir con el tiempo (o la profundidad). Esta variación puede ser expresada mediante la Ecuación 2-3 [88].

$$k(t) = k_0 t^n$$

**Ecuación 2-3:** Constante de carbonatación en función del tiempo.

En donde  $n$  debe ser negativo para tener en cuenta el bloqueo de poros por los productos de la carbonatación, eventos de humedecimiento, incremento en el contenido de humedad y efectos de envejecimiento. Un valor  $n = 0$  define un control de difusión puro y un material inmutable ni con la profundidad ni con el tiempo. Un valor  $n > 0$  indica que el material se seca y/o se agrieta debido a la contracción por carbonatación [88].

### 2.4.3 Influencia de las condiciones climáticas

La tasa de carbonatación puede variar entre condiciones naturales “*abiertas*” o “*cerradas*” debido al papel desempeñado por la frecuencia de la lluvia y el grado de saturación de los poros capilares del concreto bajo la acción de exposición alternada húmeda y seca. Más

precisamente, la humedad relativa interna, temperatura y niveles de humedad pueden gobernar la difusión del  $\text{CO}_2$  y las reacciones químicas asociadas con la carbonatación [92]. En condiciones de exposición cerradas y un ambiente de humedad relativa entre 55 % y 80 % puede ocurrir la saturación parcial de los poros y acelerar la carbonatación [6]. Cuando la humedad relativa es menor no hay suficiente agua en los poros del concreto para que se disuelvan cantidades importantes de hidróxido de calcio. Por otro lado, cuando la humedad relativa es muy alta la situación es inversa y los poros pueden llegar a saturarse de agua y aunque el hidróxido de calcio podría disolverse, el ingreso de  $\text{CO}_2$  es restringido en gran medida [93].

La influencia del clima sobre la carbonatación de las estructuras de concreto localizadas en condiciones de exposición natural “abierta” está controlada por la cantidad de lluvia diaria por año, así como la humedad relativa y temperatura presente en el sitio. Se considera que cualquier día con más de 2,5 mm de precipitación puede ser considerado como un día de lluvia suficientemente húmedo para el concreto y que afecta el progreso de la carbonatación. Además, se ha observado que la profundidad de carbonatación natural en clima tropical húmedo y seco es cerca de dos o tres veces mayor que la observada en clima templado con menos periodo húmedo [6].

Por otra parte, es conocido que para que un concreto permeable se carbonate rápidamente basta una pequeña concentración de 0,03 % de  $\text{CO}_2$  en la atmósfera. Esta concentración puede incrementarse en lugares específicos tales como estacionamientos con poca ventilación, túneles, cierto tipo de industrias, laboratorios, entre otros. Además, el agua con  $\text{CO}_2$  puede aparecer en aguas subterráneas, embalses, entre otros. De esta forma, el agua que contiene más de 20 ppm de  $\text{CO}_2$  puede generar una carbonatación rápida de la pasta de cemento [93]. No obstante, el incremento de la concentración de  $\text{CO}_2$  ha sido un método común para acelerar la carbonatación y evaluar el desempeño entre diferentes mezclas de concreto y como criterio para la formación de modelos de predicción de vida útil [88].

Adicionalmente, la temperatura es un parámetro externo importante que afecta la carbonatación de los materiales cementicios. Una temperatura más alta acelera la carbonatación ya que las reacciones químicas y la difusión son más rápidas. Sin embargo, una temperatura muy alta también disminuye la solubilidad de la portlandita y el  $\text{CO}_2$  en el agua. La tasa de carbonatación aumenta en un factor de cerca de 1,1 de 20 °C a 30 °C y de 30 °C a 40 °C para cementos simples y adicionados. En contraste, la disminución de la

tasa de carbonatación cuando la temperatura desciende de 20 °C a 10 °C es menos pronunciada. También, la temperatura afecta la estabilidad de los polimorfos de carbonato de calcio producidos durante la carbonatación [88].

#### 2.4.4 Aspectos del concreto que inciden en la carbonatación

La velocidad a la cual avanza el frente de carbonatación, así como su profundidad, dependen de muchas variables y propiedades del concreto entre las que se destacan:

- **Tipo de cemento y presencia de SCM:** El tipo de cemento influencia la tasa de carbonatación ya que la capacidad del concreto para fijar el CO<sub>2</sub> es directamente proporcional a la alcalinidad de la pasta de cemento [35]. Además, el tipo y nivel de reemplazo del SCM, el contenido de cementante y la relación *a/mc* son factores que pueden influenciar la resistencia a la carbonatación del concreto. El uso de ceniza volante y escoria granulada de alto horno implica una reducción en el contenido de clínker de OPC que puede llevar a una reducción en la resistencia a la carbonatación. Adicionalmente, las reacciones puzolánicas de algunos SCM consumen una cantidad significativa de hidróxido de calcio, lo que puede reducir el límite superior del pH inicial del concreto endurecido a cerca de 12,5, en comparación al 13,5 del OPC [6].
- **Relación agua/material cementante (*a/mc*):** Esta variable tiene un efecto importante en la carbonatación del concreto independientemente del diseño de mezcla, teniendo en cuenta que es un parámetro fundamental en la resistencia a la compresión y permeabilidad del concreto. En este sentido, se tiene que a mayor relación *a/mc* se tendrá una mayor profundidad de carbonatación [94].
- **Permeabilidad del concreto:** Tiene una influencia notable en la difusión del CO<sub>2</sub> y en la tasa de carbonatación. Una reducción en la relación *a/mc* permitirá obtener una disminución en la porosidad capilar de la pasta de cemento retardando la penetración del frente de carbonatación. No obstante, los beneficios de tener una relación *a/mc* baja solo se obtienen con un adecuado curado del concreto [35].
- **Volumen y gradación de los agregados (pasta-mortero-concreto):** La mayoría de los estudios evalúan la resistencia a la carbonatación cuando se usan SCM en pasta y mortero, con la suposición de que las observaciones realizadas en estos sistemas pueden ser directamente relacionadas con el concreto. Sin embargo,

existen diferencias en el comportamiento de estos materiales asociadas con la difusividad del  $\text{CO}_2$  de acuerdo con la variación de la estructura de poros y la zona de transición interfacial (ITZ)<sup>7</sup>, las diferencias en el grado de saturación de agua con diversa permeabilidad y, los diferentes tipos y cantidades de productos de carbonatación que se espera se formen durante un determinado tiempo [88].

- **Uso de agregados reciclados y liviano:** Los concretos producidos con agregado reciclado y liviano muestran un desempeño inferior frente a la carbonatación respecto a los agregados con densidad convencional. El agregado reciclado puede contener mortero, agregados sueltos, cerámica, partículas flotantes y material bituminoso, y sus propiedades físicas y mecánicas en comparación con los agregados naturales pueden afectar el desempeño del concreto [88]. De acuerdo con Omen [95] un aumento en el porcentaje de reemplazo de agregado reciclado favorece la carbonatación del concreto.
- **Curado del concreto:** Tiene una contribución muy importante en el desarrollo de las propiedades mecánicas y durabilidad del concreto. Dado que el proceso de hidratación del cemento en el concreto produce reacciones exotérmicas, durante este proceso se desarrollan grietas en las estructuras que reducen la resistencia del concreto. Para evitar esto, es necesario un curado adecuado del concreto el cual además permite una reducción de su permeabilidad. En consecuencia, un concreto con una menor permeabilidad presentará una mayor resistencia a la carbonatación [94]. Cabe destacar que un curado deficiente afectará principalmente el recubrimiento de concreto, la cual es la zona destinada a proteger el refuerzo y es más susceptible a la evaporación del agua [35].
- **Recubrimiento del concreto y defectos de la superficie:** Un recubrimiento bajo de concreto y defectos superficiales como grietas y pequeños hoyos, facilitarán una ruta directa para el ingreso del  $\text{CO}_2$  al concreto [96]. De igual forma, la carbonatación del concreto puede retardarse mediante la aplicación de materiales de acabado superficial [97].

---

<sup>7</sup>ITZ: La zona de transición interfacial es la región de la pasta de cemento alrededor de las partículas de agregados [184].

### 2.4.5 Efectos de la carbonatación en el concreto

Una consecuencia de la carbonatación es el cambio en la porosidad en el concreto, la cual puede reducirse en la pasta de OPC o incrementarse en algunos cementos adicionados. Los cambios en la porosidad son causados por la disolución de las fases del cemento. La carbonatación de la portlandita resulta en el incremento neto del volumen y la precipitación de carbonato de calcio en la red de poros, cuya extensión depende del polimorfo que se forma. De esta manera, la reducción del volumen total de poros está asociada con la depositación del carbonato de calcio y su precipitación se da preferiblemente en los poros más pequeños debido a la mejor condensación del agua. Además, la carbonatación de la pasta de OPC causa una pérdida en la conectividad entre poros [98].

Como causa de la reducción total de la porosidad, las reacciones de carbonatación también reducen la porosidad e incrementan la microdureza de la matriz de la pasta de cemento. Esto implica también un cambio en la distribución del tamaño de poros en el concreto y debido al aumento en la porosidad capilar, la reacción de carbonatación incrementa la difusividad de iones a través de la matriz cementante. Por otra parte, la adición de  $\text{CO}_2$  acelera la reacción de hidratación del  $\text{C}_3\text{S}$  y  $\text{C}_2\text{S}$ , por lo que el curado acelerado por carbonatación de los sistemas basados en OPC da como resultado una rápida ganancia de resistencia. No obstante, este efecto positivo en las propiedades mecánicas del concreto con OPC se observa cuando la mezcla de concreto se encuentra en estado fresco. Cuando las muestras de concreto endurecido se someten a carbonatación, generalmente, la profundidad de penetración del  $\text{CO}_2$  se limita principalmente a la capa exterior del concreto debido a la lenta difusión a través de la densa microestructura. En tales condiciones, el aumento de la resistencia en los sistemas basados en OPC debido a la carbonatación no es significativa [99].

Otra consecuencia de la carbonatación es la contracción de la pasta de cemento en donde no hay consenso sobre el mecanismo que la produce. Por una parte, se sugiere que la contracción por carbonatación se origina en el gel CSH mientras que, por otro, al menos en una parte, se relaciona con la portlandita. En general, este proceso ocurre de forma similar a la contracción por secado debido al gradiente del contenido de humedad resultante de la reacción de carbonatación de la portlandita, dentro de la capa de pasivación del carbonato de calcio la cual se forma alrededor de la portlandita [98].

El concreto fabricado con OPC proporciona un ambiente alcalino con un pH entre 12 y 13, permitiendo la formación de una capa delgada de óxido que protege las barras de acero embebidas en el concreto. Adicionalmente, durante la reacción de carbonatación el  $\text{Ca(OH)}_2$  es gradualmente convertido en  $\text{CaCO}_3$ , lo cual reduce la alcalinidad del concreto. En consecuencia, la carbonatación del concreto hace más vulnerable y puede llevar a desencadenar la corrosión del acero de refuerzo [99].

## **2.5 Corrosión del acero de refuerzo**

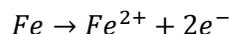
La corrosión del acero de refuerzo es una de las principales causas de deterioro de las estructuras de concreto, la cual depende de diversas propiedades del material y condiciones ambientales que permitan su desarrollo. De esta forma, en esta sección se presentan los fundamentos teóricos acerca de la corrosión del acero de refuerzo, partiendo de consideraciones generales hasta abarcar el caso particular del concreto.

### **2.5.1 Principios de corrosión en metales**

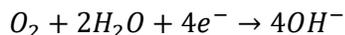
La corrosión es un proceso electroquímico en el cual un metal sufre una reacción con especies químicas presentes en el ambiente para formar un compuesto más estable, habitualmente, un óxido. Estas especies son principalmente el oxígeno y el agua [100]. Además, la corrosión es un proceso natural y los metales en estado puro tienen a pasar de un estado energético alto a uno más bajo, esto es, a combinarse con otro elemento del medio de acuerdo con las leyes de la termodinámica. No obstante, los metales tienen diferente potencial y tendencia a la oxidación debido a que unos son más estables que otros. También, la corrosión metálica cuando tiene lugar en medio acuoso (proceso electroquímico), implica la existencia de una reacción de oxidación y una de reducción, lo que produce la circulación de iones a través de un electrolito [101].

De este modo, sobre la superficie del metal se generan dos zonas: una donde se produce la oxidación del metal y actúa como ánodo, liberando electrones que se mueven a través de este hacia otra zona conocida como cátodo. En general, el proceso de corrosión se resume en función de las reacciones anódicas y catódicas presentes. En el ánodo los iones del metal se liberan bajo ciertas condiciones termodinámicas y se mueven hacia la zona catódica, donde el oxígeno disuelto en el agua se combina con estos electrones formando

iones hidroxilo. Estas reacciones anódicas y catódicas se presentan en la Ecuación 2-4 y Ecuación 2-5, y se ilustran en la Figura 2-20 para el caso del hierro (Fe) [101].

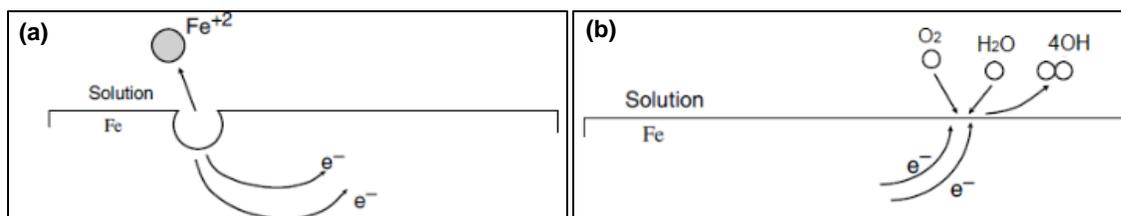


**Ecuación 2-4:** Reacción anódica.



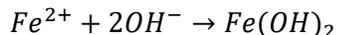
**Ecuación 2-5:** Reacción catódica.

**Figura 2-20:** Ejemplo de reacción anódica (a) y catódica (b) del hierro (Fe).

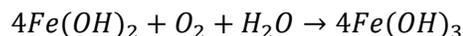


Fuente: Tomada de Lizarazo [101]

De acuerdo con la Ecuación 2-4 y Ecuación 2-5 las reacciones en el ánodo y el cátodo son el primer paso para el desarrollo del proceso de corrosión. Luego, los iones hidroxilo son transportados nuevamente al ánodo donde se combinan con los cationes de hierro formando algún óxido de hierro. Las reacciones químicas presentadas a continuación muestran la transformación del metal a un hidróxido ferroso ( $Fe(OH)_2$ ), el cual podría reaccionar con el oxígeno y el agua para producir hidróxido férrico ( $Fe(OH)_3$ ) que a su vez puede formar óxido férrico hidratado [101]:



**Ecuación 2-6:** Reacción química del hidróxido ferroso.



**Ecuación 2-7:** Reacción química del hidróxido férrico.

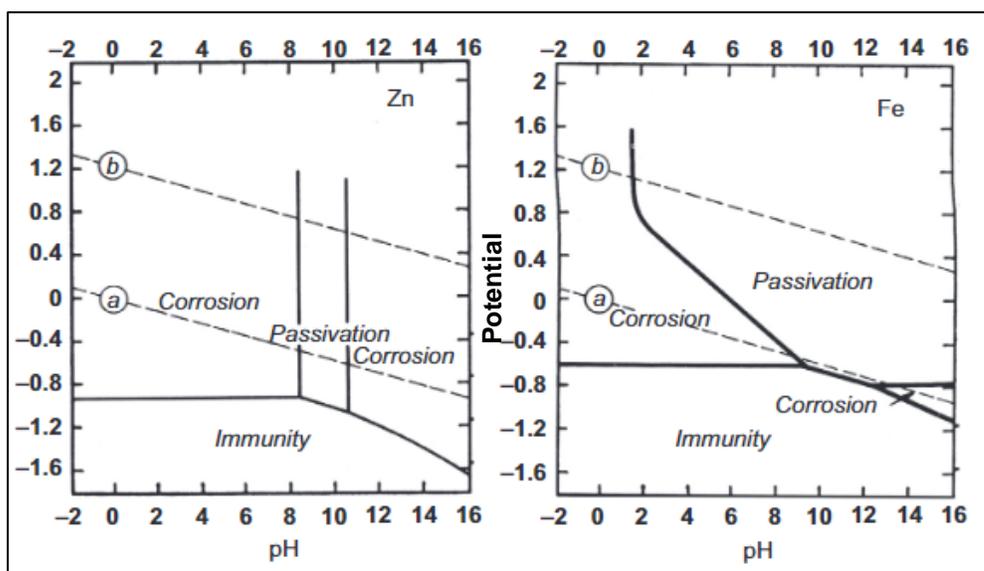


**Ecuación 2-8:** Reacción química del óxido férrico hidratado.

El hidróxido ferroso es inestable y reacciona nuevamente con el oxígeno del aire o del agua produciendo óxido férrico hidratado o hidróxido férrico de color marrón anaranjado, que constituye el producto principal de la corrosión húmeda y que se denomina

comúnmente herrumbe [101]. En este sentido, la estabilidad de un metal esta usualmente descrita en término de su potencial electroquímico, como una función termodinámica que puede ser definida como “la facilidad de ionizar un átomo de un metal”. Los potenciales son dependientes del pH del ambiente y factores tales como la disponibilidad de oxígeno. Además, el potencial no puede ser medido en términos absolutos por lo que generalmente se definen como la diferencia de potencial entre el metal de interés y un electrodo de referencia escogido porque tiene un potencial estable. En este sentido, los diagramas de Pourbaix simplificados como los mostrados en la Figura 2-21 para el zinc (Zn) y el hierro (Fe) indican las regiones de potencial y pH en el que un metal es inmune a la corrosión, se corroerá activamente o formará una película pasiva [16].

**Figura 2-21:** Diagramas de Pourbaix para el zinc (izq.) y el hierro (der.), mostrando regiones de pH y potencial en los cuales cada metal es pasivo.



Fuente: Tomada de Poursaee [16]

## 2.5.2 Corrosión del acero de refuerzo en el concreto

El acero de refuerzo usado en el concreto no sufre un proceso natural de corrosión a menos que se presenten algunas condiciones termodinámicas específicas [101]. Durante la hidratación del cemento OPC se obtiene una solución de poros altamente alcalina (pH entre 13 y 13,8), principalmente asociada a la presencia de hidróxidos de sodio y potasio. En este ambiente, los compuestos termodinámicamente estables son los óxidos de hierro y los óxidos de hierro hidratados. De este modo, se forma espontáneamente una fina

película protectora de óxido (capa pasiva) sobre el acero de refuerzo embebido en el concreto. Esta capa tiene solo unos pocos nanómetros de espesor y está compuesta por óxidos hidratados de hierro con varios grados de  $Fe^{2+}$  y  $Fe^{3+}$ . La acción protectora de la capa pasiva es resistente al daño mecánico de la superficie del acero; sin embargo, esta capa puede ser destruida por la carbonatación del concreto o por la presencia de iones cloruro que ocasionan la despasivación del acero de refuerzo [35].

El transporte de agentes agresivos como el  $CO_2$  o los iones cloruro a través del concreto es posible debido a que el concreto no es un material completamente sólido y denso, sino que es un medio poroso. Esta red capilar, de tamaño muy pequeño, es suficiente para permitir que los agentes agresivos viajen desde el ambiente exterior hasta el acero de refuerzo. También, la velocidad de corrosión es considerada uno de los factores más importantes en el proceso de corrosión del refuerzo desde la perspectiva de la seguridad estructural y de la implementación de un programa de mantenimiento [101]. En este sentido, la velocidad de corrosión es función de los siguientes aspectos [102]:

- El contenido de humedad del concreto expresado por medio de la humedad relativa del sistema de poros.
- La temperatura alrededor de las áreas de corrosión.
- La composición química de la solución de poros alrededor del acero embebido.
- La porosidad del concreto.
- El espesor del recubrimiento del concreto.
- Otros factores difíciles de definir tales como las variaciones de las condiciones del ambiente a lo largo del metal, entre otros.

Como se explicó en la sección 2.4, la carbonatación produce la neutralización de la alcalinidad del concreto debido al  $CO_2$  atmosférico o proveniente del suelo como producto de varias reacciones con los productos de la hidratación del cemento. Esto permite una caída de los valores normales de pH en el concreto que son muy bajos para mantener la estabilidad de la capa pasiva del acero de refuerzo. Entonces, cuando el frente de carbonatación alcanza la superficie del acero de refuerzo, las barras de acero ya no están pasivadas y pueden corroerse si hay oxígeno y humedad disponibles [103]. En este caso, el proceso de corrosión es generalizado y relativamente homogéneo. Además, los productos de la corrosión tienden a ser más solubles en el concreto carbonatado neutro y

pueden difundirse hacia la superficie como mancha de óxido en el concreto en lugar de precipitarse en el recubrimiento de concreto y ocasionar grietas. [16].

Por otro lado, si la solución de poros contiene una concentración suficientemente alta de iones cloruros, la capa pasiva del acero de refuerzo puede perderse localmente incluso en un concreto alcalino. De esta forma, cuando los iones cloruro, que pueden estar contenidos en el agua de mar o en las sales de deshielo comunes, penetran el recubrimiento del concreto y alcanzan un nivel crítico en la profundidad del acero de refuerzo, puede producirse un ataque localizado o corrosión por “*picaduras*” como producto de la remoción local del hierro (Fe). De igual forma, se requiere de humedad y oxígeno en la superficie del acero para que se desarrolle la propagación de este ataque [103]. El enfoque actual para cuantificar la despasivación del acero de refuerzo inducida por la acción de cloruros consiste en definir un valor umbral de cloruros, para ciertas condiciones críticas en las que se pierde la película pasiva e inicia la corrosión [16].

### 2.5.3 Modelos de durabilidad

Desde el punto de vista de la corrosión del acero de refuerzo en el concreto, la vida de servicio de una estructura de concreto es subdividida en dos etapas [104] como se puede apreciar en la Figura 2-22:

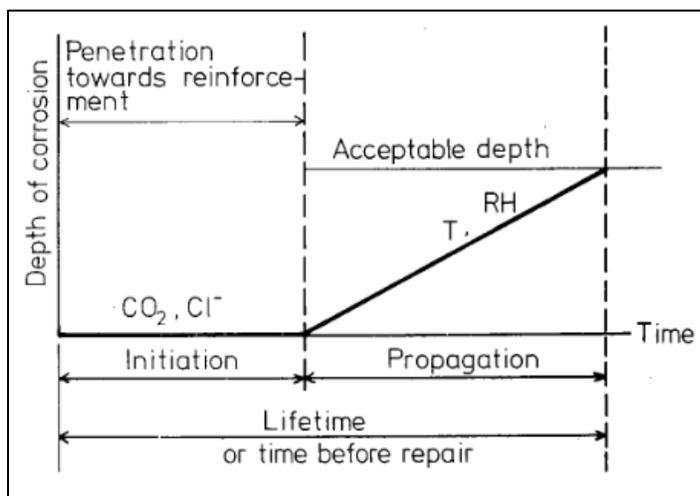
- **Periodo de iniciación:** tiempo que tardan los cloruros o el frente carbonatación en llegar al acero de refuerzo y despasivarlo.
- **Periodo de propagación:** tiempo en que el acero de refuerzo se corroe libremente, hasta que llega a un grado de deterioro inaceptable desde el punto de vista de la seguridad y funcionalidad.

La duración del periodo de iniciación es determinada por qué tan rápidamente el recubrimiento del concreto cambia como resultado de la neutralización o activación de sustancias que penetran el concreto y llegan al acero, y por las concentraciones de esa sustancia que son requeridas para el inicio del proceso de corrosión. Un caso límite que suele utilizarse en este contexto es considerar la secuencia de penetración como un proceso de difusión. En la práctica, el transporte no siempre es tan claro, sino que más bien una combinación de convección (por conducción hidráulica) y difusión. Un ejemplo de esto es el hecho de que el concreto parcialmente seco absorbe una solución de cloruros

por acción capilar. El transporte de masa como resultado de la difusión, da los siguientes parámetros al estudiar el periodo de iniciación [102]:

- Diferencia de concentración, la concentración del ambiente menos la concentración inicial la cual ocurre en el material de la sustancia que se difusa.
- Distancia del transporte, el espesor del recubrimiento del concreto.
- La permeabilidad del concreto contra la sustancia que está penetrándolo.
- La capacidad del concreto para atrapar la sustancia que está penetrándolo.
- El valor límite, si aplica, que es requerido para el inicio del proceso de corrosión.

**Figura 2-22:** Diagrama de secuencia de corrosión del acero en el concreto.



Fuente: Tomada de Tuutti [102]

El proceso de deterioro por carbonatación o la acción de cloruros determina la tasa o velocidad de corrosión y la duración del periodo de iniciación y propagación. También, el acero de refuerzo embebido en el concreto tiene condiciones diferentes al acero libre expuesto en el aire, como se mencionó antes. El recubrimiento del concreto permite igualar los efectos de las diferentes variaciones que rodean el acero de refuerzo contra las impurezas sólidas. Además, el modelo presentado en la Figura 2-22 es una esquematización aproximada de la realidad. La tasa de corrosión durante la etapa de iniciación, por ejemplo, no es cero. También, la tasa de corrosión tampoco es constante durante la etapa de propagación, asumiendo condiciones constantes, pero puede aumentar localmente como resultado de la migración de iones o disminuir como resultado de la formación de una barrera de difusión formada por los productos de corrosión.

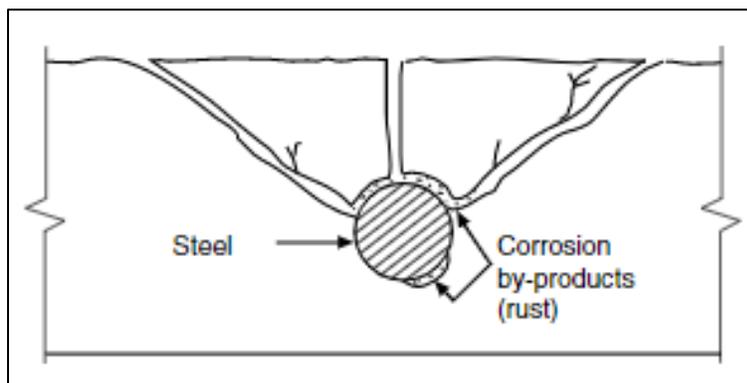
Además, este modelo aplica a un concreto homogéneo y no fisurado con refuerzo de tipo estándar [102].

Adicionalmente al modelo propuesto por Tuutti [102], Helene [105] incorpora el concepto de vida útil residual. De este modo, Sánchez de Guzmán [86] define los siguientes conceptos asociados con la vida útil de una estructura:

- **Vida útil del proyecto:** periodo de tiempo necesario que ha sido previsto por el diseñador de la estructura para que un mecanismo de daño o un agente agresor de inicio al deterioro del concreto simple o reforzado. Se asocia al periodo de iniciación.
- **Vida útil de servicio:** periodo de tiempo que se inicia desde la ejecución de la estructura, hasta que se completa un cierto y determinado nivel aceptable de deterioro. Comprende el periodo de iniciación más parte o todo el periodo de propagación.
- **Vida útil última o total:** periodo de tiempo que va desde que se inicia la ejecución de la estructura hasta que se presenta su colapso parcial o total. Comprende el periodo de iniciación, el periodo de propagación y el periodo de colapso parcial o total.
- **Vida última residual:** Si durante la vida en servicio de la estructura se realiza una inspección, evaluación y diagnóstico, se puede determinar con alguna aproximación la vida útil residual de la estructura. Por lo tanto, la vida útil residual corresponde al periodo de tiempo (contado a partir de la fecha de inspección), en que la estructura todavía es capaz de desempeñar sus funciones.

#### 2.5.4 Efectos de la corrosión en el concreto

La corrosión del acero de refuerzo y otros metales embebidos en el concreto es la principal causa de deterioro del concreto. Cuando el acero se corroe, el óxido resultante ocupa un volumen más grande que el acero. Esta expansión crea esfuerzos de tensión en el concreto que causan agrietamiento, delaminación y desprendimiento, como se ilustra en la Figura 2-23 [106]. Además, en elementos estructurales de concreto reforzado que presentan un alto contenido de humedad, los primeros síntomas de corrosión se manifiestan por medio de manchas de óxido en la superficie del concreto [107].

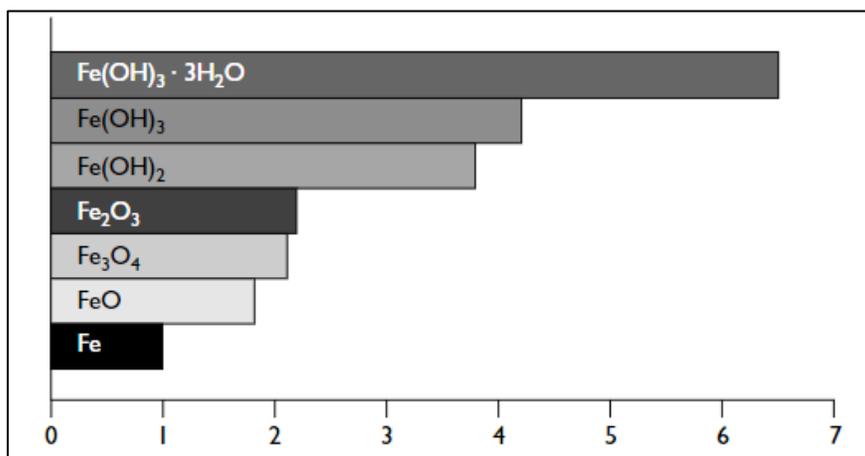
**Figura 2-23:** Expansión del acero de refuerzo corroído.

Fuente: Tomada de PCA [106]

Los daños por corrosión pueden afectar la capacidad mecánica de los elementos estructurales afectados, debidos fundamentalmente a la reducción de la sección transversal del acero de refuerzo, la pérdida de adherencia entre el acero y el concreto y a la fisuración de este. De igual modo, el deterioro progresivo de las estructuras de concreto por corrosión provoca desprendimientos de material que pueden comprometer la seguridad de las personas [107]. Por lo general, los daños en el concreto tienen que estar muy avanzados antes de que la estructura este en riesgo. En la mayoría de los ambientes acuosos, el exceso de volumen de óxido se transporta y se deposita en superficies abiertas dentro de la estructura. En el caso del acero de refuerzo en el concreto predominan dos factores [108]:

- El agua de la solución de poros es estática y no existe un mecanismo de transporte para alejar el óxido de la superficie del acero, por lo que todo el óxido se deposita en la interfase metal/óxido y,
- El óxido es muy poroso y ocupa un volumen muy grande, hasta diez veces el del acero consumido teniendo en cuenta la porosidad del producto de corrosión como se puede apreciar en la Figura 2-24.

Además, se ha sugerido que se requieren menos de 100  $\mu\text{m}$  de pérdida de sección de acero para que el concreto empiece a agrietarse y desprenderse. La cantidad real requerida depende de la geometría en términos de recubrimiento y resistencia a la tracción del concreto, proximidad a las esquinas, espaciamiento del acero de refuerzo, diámetro de las barras y tasa de corrosión [108].

**Figura 2-24:** Volumen relativo del hierro y sus óxidos.

Fuente: Tomada de Broomfield [108]

## 2.6 Optimización del contenido de $\text{SO}_3$ en el cemento

El proceso de optimización del contenido de  $\text{SO}_3$  del cemento hidráulico se realiza con el fin de obtener el desempeño máximo de este mediante diferentes métodos. La guía técnica ASTM C563 [70] describe los lineamientos para llevar a cabo este proceso mediante la resistencia a la compresión a 24 h, 3 días o 7 días medida como el cambio en la resistencia del mortero de cemento hidráulico según la norma ASTM C109 [109], como resultado de sustituir sulfato de calcio como una porción en masa de cemento. Sumado a esto, la guía técnica colombiana GTC 302 [71] permite realizar este proceso mediante ensayos de calor de hidratación en la pasta de cemento según la norma NTC 6270 [110] (ASTM C1702 [111]), resistencia del concreto preparado de acuerdo con las normas NTC 1377 [112] (ASTM C192 [113]) y NTC 673 [114] (ASTM C39 [115]), o contracción por secado del mortero preparado de acuerdo con la norma NTC 6041 [116] (ASTM C596 [117]).

Sin embargo, es importante aclarar que el contenido de  $\text{SO}_3$  que da un máximo desempeño cambia a diferentes edades y varía con el criterio de desempeño y los materiales utilizados, tales como los SCM y los aditivos químicos. Adicionalmente, no es posible asumir que el contenido óptimo de  $\text{SO}_3$  estimado para el cemento hidráulico es el mismo que para un concreto preparado con este material. Las guías técnicas ASTM C563 [70] y GTC 302 [71] establecen los siguientes lineamientos para la realización de este proceso:

- Se deben elaborar cementos con niveles diferentes de sulfato en un mismo sitio de producción, de manera que la cantidad de sulfato de calcio adicionado y los efectos de dilución posterior sean la única diferencia en los materiales constituyentes.
- Se deben ensayar al menos cinco diferentes niveles de sulfato, los cuales deben ser diferentes al menos en 0,20 %, así como el contenido máximo y mínimo de  $SO_3$  de las muestras mezcladas debe diferir en al menos un 2,0 %. El contenido de  $SO_3$  se considera parte de la masa de cemento para la dosificación.
- Si el nivel de sulfato óptimo aproximado es mayor o menor que todos los contenidos de  $SO_3$  ensayados, entonces se ensayan niveles adicionales de sulfato hasta que al menos un contenido de  $SO_3$  sea mayor o menor que el contenido óptimo aproximado de  $SO_3$ .

De esta forma, se busca aproximar el contenido de  $SO_3$  que ofrece el maximo desempeño mediante algunos de los siguientes métodos y como se ilustra en la Figura 2-25 para el caso de resistencia a la compresión en el mortero [71]:

1. **Ajuste visual:** Se grafica el nivel de desempeño en función del contenido de  $SO_3$  y se interpola el nivel de sulfato en el pico.
2. **Ajuste parabólico de mínimos cuadrados:** Se determina la ecuación por un ajuste de mínimos cuadrados con la Ecuación 2-9, en donde  $a$ ,  $b$  y  $c$  son los coeficientes obtenidos en el ajuste de los datos.

$$\text{Nivel de desempeño} = a(\%SO_3)^2 + b(\%SO_3) + c$$

**Ecuación 2-9:** Ajuste parabólico de mínimos cuadrados.

Además, el contenido óptimo de  $SO_3$  se determina a partir de la Ecuación 2-10.

$$\text{Aproximación del } \%SO_3 \text{ óptimo} = -\frac{b}{2a}$$

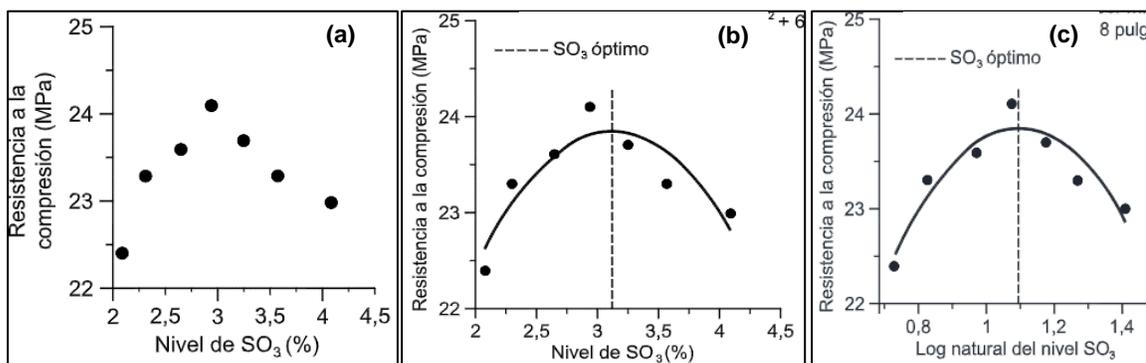
**Ecuación 2-10:** Aproximación del  $\%SO_3$  óptimo mediante ajuste parabólico de mínimos cuadrados.

3. **Ajuste asimétrico:** En los casos en que el nivel de desempeño en función del  $SO_3$  esta sesgado hacia la derecha o izquierda del pico se puede proporcionar un mejor ajuste que el ajuste parabólico, usando un ajuste de una función de distribución asimétrica como se presenta en la Ecuación 2-11.

$$\text{Nivel de desempeño} = a[\ln \%SO_3]^2 + b[\ln(\%SO_3)] + c$$

**Ecuación 2-11:** Ajuste parabólico asimétrico de mínimos cuadrados.

**Figura 2-25:** Aproximación del contenido óptimo de  $SO_3$  mediante (a) ajuste visual, (b) ajuste parabólico por mínimos cuadrados y (c) ajuste asimétrico.



Fuente: Tomadas de GTC 302 [71]

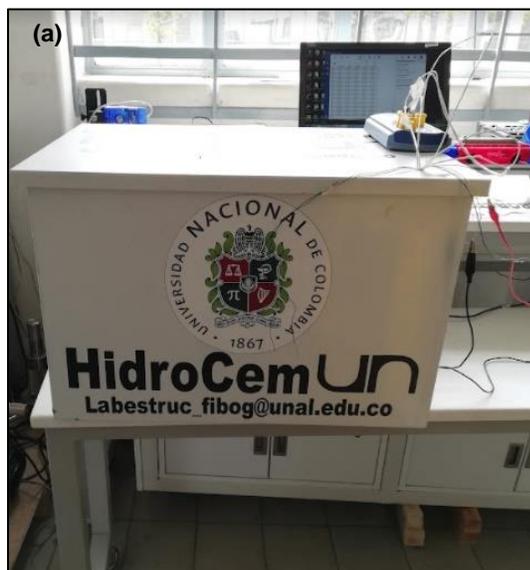
Por otra parte, la evaluación del proceso de hidratación en pastas de cemento hidráulico también se puede realizar mediante la técnica EIS y algunos autores (sección 2.2.2) han relacionado la medición de la resistividad eléctrica con el desarrollo del calor de hidratación. Por tal razón, en la presente investigación se consideró la técnica EIS como un método de ensayo para evaluar el desempeño del cemento en función del contenido de  $SO_3$  del cemento, como se detalla en la sección 5.1.2 y 5.1.3.

Respecto a los ensayos de calor de hidratación, para el desarrollo del presente trabajo de investigación se tuvo acceso a un calorímetro semi diabático desarrollado por Peña [118] siguiendo las recomendaciones de la norma británica BS EN 169-9 [119] y recientemente calibrado por Peñaranda [120]. Este equipo se puede ver en la Figura 2-26 y se compone de dos partes principales:

- **Cámara semi adiabática y portamuestras:** formada por una caja de poliestireno expandido (coeficiente de conductividad térmica de 0,03 kCal/°C aproximadamente) que genera un medio aislado con un coeficiente de conductividad térmica bajo que reduce las pérdidas de calor. La cámara cuenta con tres celdas con medidores y recipientes Dewar, cada una de los cuales tiene unos parámetros de calibración. Estos recipientes son metálicos y poseen espacios de aire en la base y alrededores, cuentan con una semitapa de poliestireno expandido y tapa de sello hermético [118].

- **Equipo de toma de datos automatizado:** cuenta con una termocupla en cada una de las celdas de ensayo, la cual se encarga de registrar voltaje del medio circundante y enviar los datos a un datalogger que, a su vez recibe la señal y la envía a un computador. La termocupla consiste en un sensor de temperatura de silicio dispuesta en un tubo asilado de acero inoxidable, permitiendo registrar temperaturas entre 0 °F a 300 °F (0 °C a 149 °C) [118].

**Figura 2-26:** Vista exterior de cámara semi adiabática.



Fuente: Peñaranda [120]

De forma general, el proceso de calibración de la cámara semi adiabática consiste en determinar una curva que relacione una constante de calibración  $c$  con la temperatura pico o el cambio máximo de temperatura alcanzada durante el ensayo [118], como se muestra en la Ecuación 2-12.

$$c = \frac{\text{Trabajo eléctrico}}{\text{Área bajo la curva}}$$

**Ecuación 2-12:** Constante de calibración de celdas de calorímetro semi adiabático.

De acuerdo con Peñaranda [120], la forma general de la constante ( $c$ ) se presenta en la Ecuación 2-13 como función lineal de la diferencia ( $\Delta T$ ) entre la temperatura máxima y mínima registradas durante el ensayo, con  $a$  y  $b$  como constantes calculadas en el proceso de calibración. El proceso de calibración de  $c$  se realiza para cada una de las celdas del equipo.

$$c = a(\Delta T) + b$$

**Ecuación 2-13:** Constante de calibración de celdas como función del cambio de temperatura.

Por otra parte, el calor de hidratación total acumulado ( $Q$ ) se obtiene como la integral (área bajo la curva) de la curva de cambio de temperatura  $\Delta T(t)$  en función del tiempo registrada durante el ensayo, multiplicada por la constante  $c$  obtenida mediante la Ecuación 2-13. Cuando  $Q$  se expresa respecto a la masa ( $m$ ) del material cementante utilizada en el ensayo, se habla de calor específico ( $Q_e$ ) y se expresa en J/g.

$$Q_e = \frac{c \int_0^t \Delta T(t) dt}{m}$$

**Ecuación 2-14:** Calor de hidratación específico total acumulado.

Por otra parte, mediante la técnica de espectroscopia de impedancia electroquímica (EIS) es posible obtener información eléctrica, química y microestructural para diferentes materiales. La EIS mide la respuesta eléctrica de un sistema (electrolito – electrodo) como una función de frecuencia al aplicar una perturbación de voltaje sinusoidal y es comúnmente estudiada como una función del tiempo y/o temperatura. De esta forma, la hidratación del cemento puede ser evaluada mediante EIS dado que el cemento puede ser considerado como un circuito (sistema electroquímico) con un comportamiento complejo compuesto por componentes eléctricos (p. ej. comportamiento resistivo y capacitivo) [121]. Cada uno de estos comportamientos puede ser caracterizado por un circuito eléctrico de resistencias, capacitores, o elementos de fase constante que están conectados en paralelo o en serie para formar un circuito equivalente, como se muestra en la Figura 2-27. En este sentido, la señal de excitación se presenta en la Ecuación 2-15 donde  $E_t$  es el potencial en el tiempo  $t$ ,  $E_0$  es la amplitud de la señal y  $\omega$  es la frecuencia radial [122].

$$E_t = E_0 \sin(\omega t)$$

**Ecuación 2-15:** Potencial en función del tiempo.

Además, en un sistema lineal la señal es desplazada en fase ( $\Phi$ ) y tiene una diferente amplitud de corriente  $I_0$  como se puede apreciar en la Ecuación 2-16.

$$I_t = I_0 \sin(\omega t + \Phi)$$

**Ecuación 2-16:** Corriente en función del tiempo.

Entonces, la impedancia de un sistema lineal puede ser obtenida de la Ecuación 2-17.

$$Z = \frac{E}{I} = Z_0 \exp(i\Phi) = Z_0(\cos \Phi + i \sin \Phi)$$

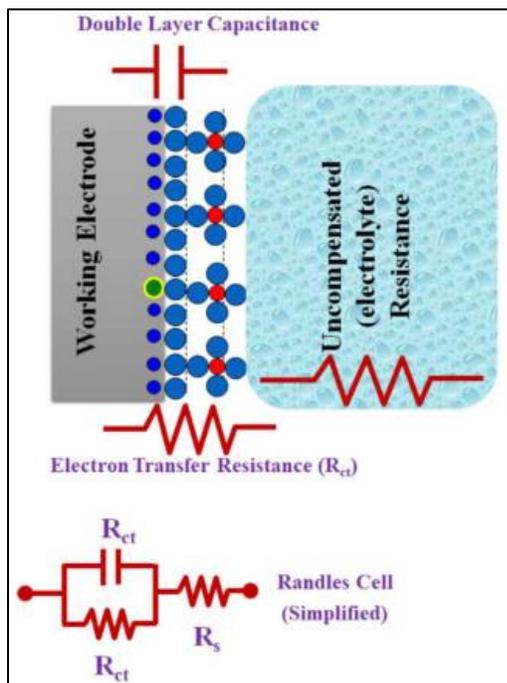
**Ecuación 2-17:** Impedancia del sistema entero.

Donde  $Z$  es la impedancia, expresada en términos de magnitud  $Z_0$  y ángulo de desfase  $\Phi$ . Adicionalmente, la correlación entre la frecuencia radial  $\omega$  y la frecuencia aplicada  $f$  está dada la Ecuación 2-18.

$$\omega = 2\pi f$$

**Ecuación 2-18:** Correlación entre frecuencia radial y frecuencia aplicada.

**Figura 2-27:** Esquema simple de circuito de EIS.



Fuente: Tomada de Magar et al. [122]

En términos generales, la impedancia ( $Z$ ) se asocia a la aplicación de una corriente alterna (AC) como se explica en la sección 2.8.3, mientras que la resistencia óhmica ( $R_\Omega$ ) a una corriente directa (DC), siendo esta última un caso particular de la corriente AC cuando la frecuencia es igual a cero. Para ambos casos, también puede definirse el concepto de resistividad ( $\rho$ ) asociado a un conductor de volumen unitario y área transversal constante

en la cual la corriente esta continua y uniformemente distribuida. En este sentido, la resistividad se expresa mediante la Ecuación 2-19.

$$\rho = \frac{RA}{L}$$

**Ecuación 2-19:** Resistividad eléctrica.

En donde  $R$  es la magnitud de impedancia  $|Z|$  o resistencia óhmica  $R_{\Omega}$ ,  $A$  es el área transversal del conductor y  $L$  es la distancia que recorre la corriente, generalmente asociada con la distancia entre dos electrodos de ensayo. Además, el inverso de la resistividad es la conductividad ( $\sigma$ ), la cual corresponde a una medida de la facilidad con a que la corriente eléctrica pasa a través de un material.

## 2.7 Pruebas de carbonatación

Como se explicó previamente en las secciones 2.4.3 y 2.4.4, existen diversos factores ambientales y aspectos del concreto que influyen en el desarrollo del proceso de carbonatación. Habitualmente, en condiciones naturales la carbonatación es un proceso muy lento por lo que no es posible evaluar el desempeño del concreto frente a este fenómeno en periodos cortos de tiempo [123].

Por tal razón, se suelen utilizar métodos de tortura y acelerados: en el primer caso, los materiales son sometidos a condiciones mucho más agresivas que las que se tendrá una estructura durante su tiempo de servicio por una exposición ambiental real; y en el segundo caso, incluyen condiciones que aumentan la velocidad de aparición de daños, lo que generalmente se logra elevando la temperatura, la presión, la concentración de los agentes agresores y sus combinaciones. Esto teniendo en cuenta que es posible determinar los parámetros de durabilidad de un material haciendo comparaciones con uno ampliamente conocido (de referencia) y del cual se sabe tiene un desempeño adecuado [41].

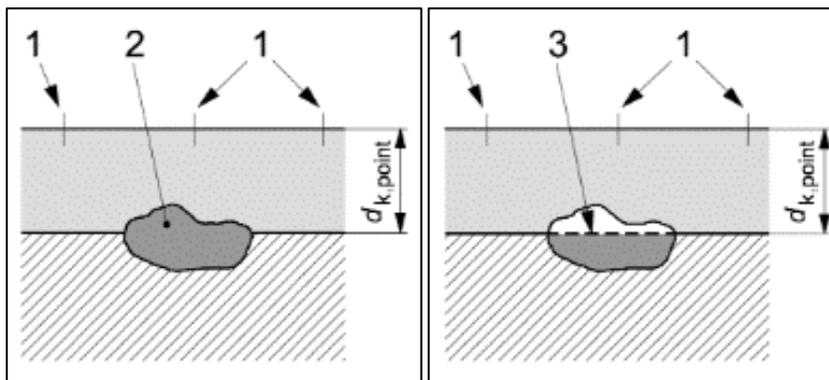
En este sentido, para el desarrollo de la presente investigación se tomó como referencia el método de ensayo acelerado definido en la norma británica BS EN 12390-12 [124] "*Part 12: Determination of the carbonation resistance of concrete – Accelerated carbonation method*". Los especímenes de ensayo de concreto pueden ser prismas, cubos o cilindros curados durante 28 días y acondicionados durante 14 días en un ambiente de aire. De este modo, los especímenes son colocados dentro de una cámara de almacenamiento con una

concentración de  $\text{CO}_2$  en porcentaje por volumen de  $3,0 \% \pm 0,5 \%$  cuando este equipo esté en condiciones normales (1.013 mbar a  $25 \text{ }^\circ\text{C}$ ), temperatura de  $20 \text{ }^\circ\text{C} \pm 2 \text{ }^\circ\text{C}$  y humedad relativa de  $57 \% \pm 3 \%$  por periodos de hasta 70 días.

Después de las edades prescritas correspondientes a 7 días, 28 días y 70 días de almacenamiento en la cámara (esto da valores aproximadamente equidistantes de días<sup>0,5</sup> de acuerdo con el modelo presentado en la Ecuación 2-1), el espécimen de ensayo se parte por la mitad y se mide la profundidad de carbonatación. Así, usando mediciones tomadas en tiempos fijos se determina la tasa de carbonatación  $k$  expresada como  $\text{mm/días}^{0,5}$ . Para los ensayos de profundidad de carbonatación se utiliza una solución de fenolftaleína pura disuelta en una solución de 70 mL de etanol y 30 mL de agua desionizada o un indicador alternativo adecuado que dé un cambio de color en el rango de pH de 8 a 11. Adicionalmente, se requiere de una lupa y un calibrador con una precisión de al menos 0,5 mm. También, las mediciones deben empezar 0,5 h a  $1,25 \text{ h} \pm 5 \text{ min}$  después aplicar la solución indicadora. Igualmente, se deben considerar los siguientes aspectos para determinar la profundidad de carbonatación en el concreto [124]:

- La profundidad de carbonatación debe ser determinada por el cambio de color producido por la solución indicadora.
- La profundidad de carbonatación debe ser medida de 3 a 5 puntos de la cara del espécimen fallado, para lo cual la longitud del borde es dividida en aproximadamente 4 partes iguales. Con la ayuda de una regla o un calibrador, el punto de profundidad de carbonatación se determina perpendicular a la superficie expuesta del espécimen con una precisión de al menos 0,5 mm.
- Las partículas de agregado denso que se encuentren dentro del frente de carbonatación no serán coloreadas por la solución indicadora, por lo que se debe utilizar la profundidad de carbonatación teórica en la intersección del punto de ubicación y la línea que conecte a cada lado de la partícula (ver Figura 2-28).
- Cuando hay poros o partículas de agregados porosos que se encuentren en el área del frente de carbonatación, pueden aparecer valores extremos de la profundidad de carbonatación, por lo que de acuerdo con lo mostrado en la Figura 2-29, cuando la variación  $\Delta d_k$  sea inferior a 4 mm se utilizará en el cálculo de la profundidad media de carbonatación y en caso contrario no se incluirá en el cálculo.

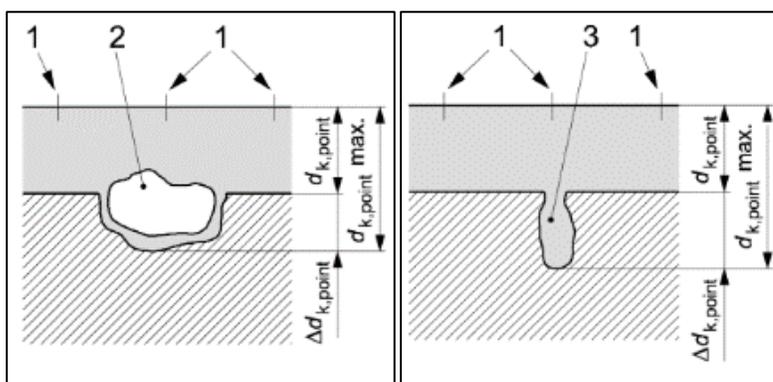
**Figura 2-28:** Procedimiento para obtener profundidad de carbonatación ( $d_{k,p}$ ) en presencia de partículas de agregado denso.



1: puntos de medida; 2: agregado denso; 3: frente de carbonatación teórico.

Fuente: Tomada de BS EN 12390:12 [124]

**Figura 2-29:** Procedimiento para obtener profundidad de carbonatación ( $d_{k,p}$ ) en presencia de partículas de agregado poroso o sobre vacío de aire.



1: puntos de medida; 2: agregado poroso; 3: vacío de aire.

Fuente: Tomada de BS EN 12390:12 [124]

Además, la concentración de  $\text{CO}_2$  en la cámara de almacenamiento debe estar dentro de  $\pm 0,5\%$  en volumen del valor objetivo sin variación durante más de 4 h fuera del valor objetivo  $\pm 1,0\%$  [124].

El método de ensayo de la norma británica BS EN 12390:12 [124] se basa en los resultados de la investigación realizada por Newlands [125], quien desarrolló un ensayo natural simulado para la evaluación comparativa de la resistencia a la carbonatación del concreto endurecido. Además, este autor identificó las áreas de variabilidad en este tipo de ensayos tales como: la no conformidad con las condiciones ambientales de almacenamiento de

prueba; y la variabilidad en la producción de los especímenes de concreto. Por esta razón, propuso el uso de una cámara de almacenamiento con control activo sobre temperatura y humedad relativa, así como con un sistema de inyección de  $\text{CO}_2$ , verificando mediante ensayos de repetibilidad que así se reduce la variabilidad de las pruebas aceleradas.

De esta forma, Newlands [125] realizó pruebas en diferentes tipos de concreto con OPC, humo de sílice, ceniza volante y metacaolín, encontrando una correlación razonable entre 20 semanas de pruebas aceleradas y 2 años de pruebas según el European Committee for Standardisation (CEN), indicando que los métodos acelerados pueden ser útiles para probar el rendimiento relativo del concreto ante la carbonatación.

Rathnarajan et. al. [7] muestran que existen múltiples modelos que relacionan las tasas o coeficientes de carbonatación  $k$  obtenidas mediante diferentes ensayos de carbonatación natural y acelerada. Sumado a la falta de uniformidad en los procedimientos y condiciones de las pruebas de carbonatación acelerada señaladas por Newman [125], Rathnarajan et. al. [7] señalan que las variaciones en la humedad relativa, la temperatura y los días de precipitación en las pruebas de carbonatación natural, representan una dificultad en la adaptación general de los modelos propuestos por diversos autores. Adicionalmente, los experimentos hechos con una concentración de  $\text{CO}_2$  mayor al 3 % dan lugar a una naturaleza fisicoquímica de las fases carbonatadas diferentes a la observada en las pruebas de carbonatación natural. En este sentido, Rathnarajan et. al. [7] concluyeron de su investigación que cuando se usan SCM en el concreto, los coeficientes de carbonatación obtenidos de ensayos acelerados nos están linealmente relacionados con los coeficientes obtenidos de ensayos en condición natural.

## 2.8 Evaluación del estado del acero de refuerzo

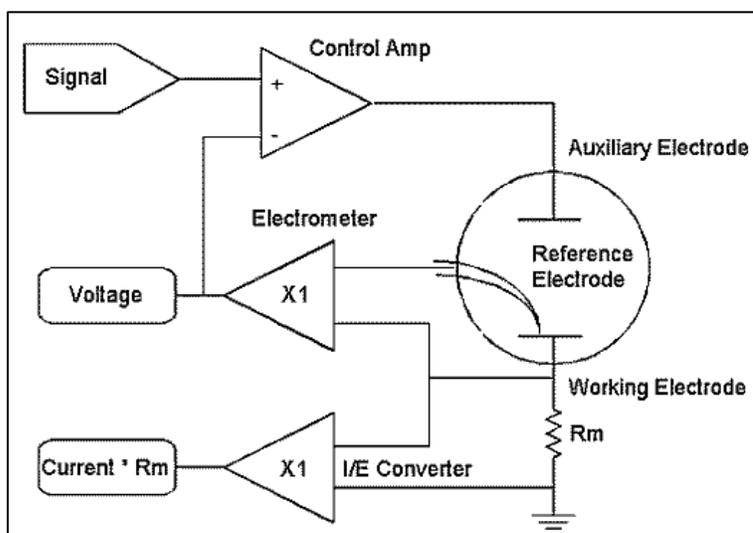
Como se describió previamente en la sección 2.5, la corrosión del acero de refuerzo en el concreto consiste en reacciones electroquímicas entre la interface del metal y una solución electrolítica. Durante la reacción anódica, un metal se oxida y libera electrones que son consumidos en la reacción catódica (se produce la reducción). Al igualar estas dos reacciones, se puede encontrar una corriente de corrosión ( $I_{corr}$ ) que, es la tasa de corrosión y el potencial de media celda (también llamado potencial de corrosión o potencial de circuito abierto) ( $E_{corr}$ ) que representa la probabilidad de corrosión.  $E_{corr}$  es equivalente al voltaje de una celda o batería respecto a un electrodo de referencia en condiciones sin

carga que se puede medir con un voltímetro o potenciómetro de alta impedancia. Por su parte,  $I_{corr}$  no se puede medir directamente, pero se puede estimar utilizando técnicas electroquímicas, mientras que  $E_{corr}$  se debe determinar como la diferencia de potencial entre la interfaz metal/electrolito y un electrodo de referencia [16].

Teniendo en cuenta que la corrosión del acero de refuerzo ocurre mediante reacciones electroquímicas, las técnicas electroquímicas son ideales para el estudio de los procesos de corrosión. Por lo general, en mediciones electroquímicas una celda consta de un electrodo de trabajo "*Working electrode*" (el metal que se corroe), un contraelectrodo "*Counter electrode*", un electrodo de referencia "*Reference electrode*" (conductor como platino o grafito) y un electrolito (espécimen de concreto).

Todos los electrodos están conectados a un potencióstato como se muestra de forma esquemática en la Figura 2-30, el cual permite variar el potencial del metal de una manera controlada y el flujo de corriente resultante puede medirse como una función de potencial [126]. El cambio de potencial se denomina "*polarización*" y puede hacerse potencióstáticamente (controlada por el potencial) midiendo la corriente o galvanostáticamente (controlada por la corriente) midiendo el potencial [16]. También, los ensayos electroquímicos en laboratorio suelen realizarse con el espécimen de ensayo al interior de una jaula de Faraday para reducir el ruido electromagnético [127].

**Figura 2-30:** Esquema simple de un potencióstato.



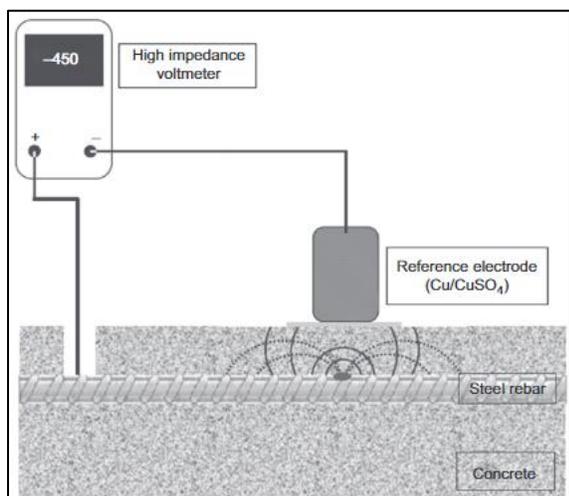
Fuente: Tomada de Gamry Instruments [126]

## 2.8.1 Potencial eléctrico

Una de las técnicas más ampliamente utilizadas para evaluar la corrosión del acero de refuerzo es la medida del potencial de media celda, cuyo método de ensayo (no destructivo) se establece en la norma ASTM C876 [128]. Este consiste en conectar un electrodo de referencia al terminal positivo de un multímetro de alta impedancia, mientras que el acero de refuerzo se conecta al terminal negativo [101], como se muestra en la Figura 2-31.

En este sentido, se utilizan algunos tipos de electrodos de referencia tales como plata/cloruro de plata (Ag/AgCl) o cobre/sulfato de cobre (CSE). De esta forma, las barras de refuerzo corroídas y pasivas embebidas en el concreto muestran una diferencia en el potencial eléctrico de hasta 0,5 V, por lo que se genera una macrocelda y la corriente fluye entre estas áreas. Además, el campo eléctrico junto con la corriente de corrosión entre las áreas corrosivas y pasivas de las barras de refuerzo se puede medir experimentalmente respecto al electrodo de referencia colocado en la superficie del concreto, lo que da como resultado líneas equipotenciales que permiten la localización de barras de acero potencialmente corroídas con los valores más negativos [35].

**Figura 2-31:** Método de potencial de media celda descrito en la norma ASTM C876 [128] para medir potencial superficial asociado con la corriente de corrosión.



Fuente: Tomada de Bertolini [35]

Adicionalmente, una gran cantidad de ensayos electroquímicos realizados con un potenciostato implican la medición del potencial de circuito abierto en laboratorio, siguiendo

el principio del ensayo del potencial de media celda. Sin embargo, la medición de potencial de circuito abierto se realiza habitualmente empleando un electrodo de referencia de calomel saturado estándar (SCE), por lo que los umbrales de referencia definidos en la norma ASTM C876 [128] para el electrodo de referencia CSE varían. En este sentido, en la Tabla 2-6 se presentan los potenciales de varios electrodos de referencia respecto a un electrodo estándar de hidrógeno (SHE) y las ecuaciones de conversión respecto a este presentadas por McCafferty [129].

**Tabla 2-6:** Potenciales de electrodos de referencia respecto a SHE.

Electrodo de referencia	Potencial (V vs SHE)	Conversión a SHE
Hidrógeno estándar (SHE)	0,000	-
Calomel saturado (SCE)	+0,242	$E \text{ vs SCE} = E \text{ vs SHE} - 0,242$
Plata/cloruro de plata (saturado)	+0,222	$E \text{ vs Ag/AgCl} = E \text{ vs SHE} - 0,222$
Cobre/sulfato de cobre (saturado)	+0,316	$E \text{ vs Cu/CuSO}_4 = E \text{ vs SHE} - 0,316$
Mercurio/sulfato de mercurio	+0,615	$E \text{ vs Hg/Hg}_2\text{SO}_4 = E \text{ vs SHE} - 0,615$

Fuente: Tomada de McCafferty [129]

Tomando como referencia los valores presentados en la Tabla 2-6, se calculan y presentan en la Tabla 2-7 los valores equivalentes de los umbrales definidos en la norma ASTM C856 [128] (electrodo de referencia CSE) para clasificar la presencia de actividad corrosiva, pero cuando se usan electrodos de referencia de SCE y Ag/AgCl.

**Tabla 2-7:** Clasificación de actividad corrosiva cuando se usan electrodos SCE y Ag/AgCl.

Intensidad corrosión	Clasificación de la actividad corrosiva	Potencial (mV)		
		CSE (ASTM C856 [128])	SCE	Ag/AgCl
Nivel 1	> 90 % de probabilidad de que no exista corrosión activa	> -200	> -126	> -106
Nivel 2	Procesos de corrosión inciertos	-200 a -350	- 126 a -276	-106 a -256
Nivel 3	> 90 % de probabilidad de que se esté presentando corrosión activa.	< -350	< -276	< -256

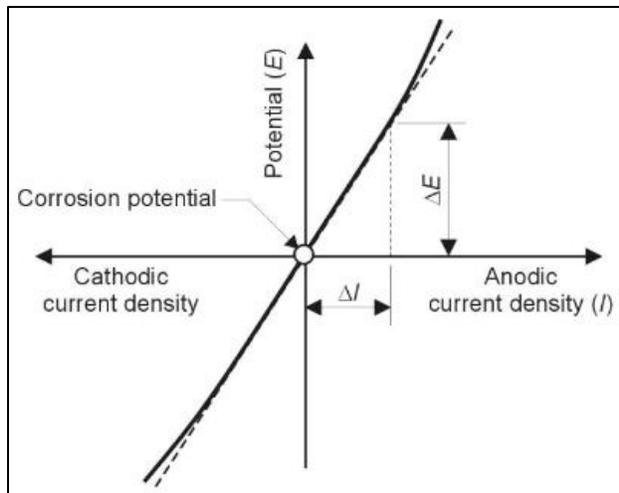
Fuente: Elaboración propia

De la Tabla 2-7 se puede apreciar que los valores de referencia presentados para el electrodo de referencia Ag/AgCl corresponden a los mismos valores usados en el estudio desarrollado por Aguirre-Guerrero et al. [130], así como para el electrodo de referencia SCE son cercanos a los presentados por Nguyen & Castel [8]. No obstante, es importante señalar que la medición de  $E_{corr}$  es solo una evaluación cualitativa de la presencia de actividad corrosiva en el momento en que se realiza la medición ya que, no permite deducir la velocidad de corrosión del refuerzo.

## 2.8.2 Resistencia a la polarización lineal

El método de resistencia a la polarización lineal (LPR) se basa en la observación de que la curva de polarización es lineal, cuando se acerca al potencial de corrosión como se ilustra en la Figura 2-32 [35].

**Figura 2-32:** Curva de polarización cercana al potencial de corrosión.



Fuente: Tomada de Bertolini et al. [35]

La pendiente  $\Delta E/\Delta I$  ( $\Delta E$  = cambio de potencial,  $\Delta I$  = corriente resultante) se define como resistencia a la polarización ( $R_T$ ) y se relaciona con  $I_{corr}$  mediante la Ecuación 2-20 [35].

$$I_{corr} = \frac{B}{R_T}$$

**Ecuación 2-20:** Relación corriente de corrosión y resistencia a la polarización.

En donde  $B$  es la constante de Stern-Geary que contiene las pendientes anódica ( $\beta_a$ ) y catódica ( $\beta_b$ ) de Tafel calculadas mediante la Ecuación 2-21. Para corrosión activa del acero usualmente se toma  $B = 26$  mV, mientras que para acero pasivo  $B = 52$  mV [35].

$$B = \frac{\beta_a \beta_c}{2.3(\beta_a + \beta_c)}$$

**Ecuación 2-21:** Constante de Stern-Geary.

A su vez,  $R_T$  y  $I_{corr}$  están relacionadas con el área ( $A$ ) de la muestra bajo ensayo, generalmente una barra de acero, resultando en la densidad de corriente ( $i_{corr}$ ) [mA/m<sup>2</sup>], la

tasa de corrosión instantánea expresada mediante la Ecuación 2-22. Además, se debe tener precaución para obtener valores confiables teniendo en cuenta la alta resistencia eléctrica (óhmica) del recubrimiento de concreto, el logro de un estado cuasi estacionario y la linealidad de  $\Delta E/\Delta I$  [35]. Es decir, la resistencia medida  $R_T$  mediante la técnica de LPR corresponde a la suma de la resistencia a la polarización del acero ( $R_S$ ) y la resistencia eléctrica del electrolito (concreto) ( $R_C$ ) [131]. Rengaraju et al. [77] evaluaron experimentalmente la idoneidad de las técnicas LPR y EIS para determinar  $R_S$  del acero embebido en sistemas altamente resistivos, encontrando que la técnica de EIS puede detectar el inicio de la corrosión en estos en etapas más tempranas que la técnica de LPR.

La resistencia eléctrica  $R_C$  del concreto (que puede ser medida en corriente DC o AC) se evalúa mediante un ensayo de EIS en circuitos AC como se explicó en la sección 2.8.3, obteniendo el valor de  $R_S$  mediante la Ecuación 2-23.

$$i_{corr} = \frac{I_{corr}}{A}$$

**Ecuación 2-22:** Densidad de corriente de corrosión.

$$R_S = R_T - R_C$$

**Ecuación 2-23:** Cálculo de  $R_S$  considerando resistencia eléctrica  $R_C$  del concreto.

Además, la relación entre el potencial y la corriente no es realmente lineal. Sin embargo, es una aproximación adecuada y no representa errores importantes en la aplicación de la técnica de LPR. Así mismo, la norma ASTM G59 [132] sugiere utilizar una velocidad de barrido de 0,6 V/h equivalente a 0,167 mV/s en ensayos de LPR potenciodinámicos [133]. En contraste, algunos autores plantean que la velocidad máxima de barrido tiene que ser seleccionada en función de una frecuencia característica correspondiente con el “*break point*” en baja frecuencia en un diagrama de Bode (ver Figura 2-34). En cualquier caso, debe evitarse el uso de velocidades altas de barrido debido a que el sistema podría no responder espontáneamente y la respuesta ser falsa [134]. Por ejemplo, Rengaraju et al. [77] recomiendan una velocidad de barrido de 0,05 mV/s y un rango de escaneo de  $\pm 10$  mV respecto al potencial de circuito abierto, para pruebas de LPR en sistemas cementicios-acero.

Adicionalmente, el límite entre corrosión activa y pasiva se estima entre  $0,1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$  y  $0,2 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ , que en corrosión generalizada representan entre 1 mm/año y 2 mm/año,

respectivamente. Este límite se aplica cuando el proceso da lugar a la formación de óxido. En caso de que el óxido sea invisible al ojo humano, velocidades incluso entre  $0,5 \mu\text{A}/\text{cm}^2$  y  $1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$  no dan lugar a fisuración del recubrimiento, al no tener óxidos de carácter expansivo. En este sentido, en la Tabla 2-8 se presenta una clasificación de los valores de  $i_{\text{corr}}$  en términos de vida útil y basados en corrosión generalizada, proceso que se puede asociar al fenómeno de carbonatación en el concreto [104].

**Tabla 2-8:** Niveles de corrosión de acuerdo con la densidad de corriente.

Intensidad de corrosión	$i_{\text{corr}}$ ( $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ )	Nivel de corrosión
Nivel 0	< 0,1	Despreciable
Nivel 1	0,1 - 0,5	Moderada
Nivel 2	0,5 - 1,0	Elevada
Nivel 3	> 1,0	Muy elevada

Fuente: Tomada de Durar [104]

### 2.8.3 Espectroscopia de impedancia electroquímica

Previamente, en la sección 2.6 se explicó que la técnica de EIS se utiliza para el estudio del proceso de hidratación de la pasta de cemento. Adicionalmente, la técnica de EIS es un método electroquímico utilizado en estudios de corrosión, el cual se basa en el uso de una señal de corriente alterna (AC) que es aplicada a un electrodo (metal de corrosión), determinando la respuesta correspondiente. De esta forma, habitualmente se aplica una señal de potencial ( $E$ ) a un electrodo y se mide su respuesta en corriente ( $I$ ) a diferentes frecuencias, como se presenta de la Ecuación 2-15 a la Ecuación 2-18 en la sección 2.6. Sin embargo, en algunos casos es posible aplicar una señal pequeña de corriente y medir la respuesta en potencial del sistema. De esta forma, el equipo electrónico usado procesa las mediciones de potencial – tiempo y corriente – tiempo, dando como resultado una serie de valores de impedancia a cada frecuencia estudiada. Esta relación de valores de impedancia y frecuencia se denomina “*espectro de impedancias*” [133].

Un proceso electroquímico puede ser considerado como un circuito con elementos básicos tales como resistencia, capacitores e inductores. Por lo tanto, al interpretar la respuesta a una corriente alterna, la teoría del circuito AC se puede usar con éxito para demostrar un proceso de corrosión y también se puede usar para comprender el comportamiento de la corrosión y predecir las tasas de corrosión. En una condición de corriente DC, la ley de Ohm está dada por la Ecuación 2-24 y se convierte a la Ecuación 2-25 en una condición de corriente AC [16].

$$V = IR$$

**Ecuación 2-24:** Ley de Ohm en corriente DC.

En donde  $V$  = Potencial,  $I$  = Corriente directa y  $R$  = Resistor real.

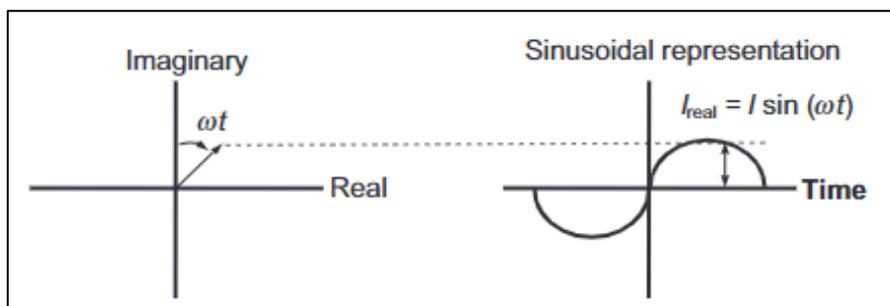
$$V = IZ$$

**Ecuación 2-25:** Ley de Ohm en corriente AC.

En donde  $V$  = Potencial,  $I$  = Amplitud de la corriente alterna y  $Z$  = Impedancia.

En este sentido, la corriente DC puede ser vista como una corriente AC de frecuencia cero. Cuando la frecuencia no es cero, todos los elementos del circuito pueden afectar el flujo de corriente, por ejemplo, resistencias, capacitores e inductores. Además, una corriente o voltaje sinusoidal se puede representar como un vector giratorio como se muestra en la Figura 2-33, en donde la componente  $X$  muestra la corriente observada (componente real) y la componente  $Y$  es una contribución no observada (componente imaginaria) [16].

**Figura 2-33:** Relación entre corriente alterna y representación de vector giratorio.



Fuente: Tomada de Poursae [16]

La representación matemática de las dos componentes de un vector giratorio está dada por la Ecuación 2-26 y la Ecuación 2-27.

$$I_x = |I| \cos(\omega t)$$

**Ecuación 2-26:** Corriente real de vector giratorio (impedancia).

$$I_y = |I| \sin(\omega t)$$

**Ecuación 2-27:** Corriente imaginaria de vector giratorio (impedancia).

En donde  $t$  = tiempo y  $\omega$  = frecuencia en radianes por segundo. Adicionalmente, para separar la componente real ( $X$ ) e imaginaria ( $Y$ ), la magnitud de la parte imaginaria debe

ser multiplicada por  $j = \sqrt{-1}$  y entonces, los valores pueden ser reportados por separado, como se muestra de la Ecuación 2-28 a Ecuación 2-30.

$$E_{Total} = E_{Real} + E_{Imaginaria} = E' + jE''$$

**Ecuación 2-28:** Separación de componentes de potencial.

$$I_{Total} = I_{Real} + I_{Imaginaria} = I' + jI''$$

**Ecuación 2-29:** Separación de componentes de corriente.

$$Z_{Total} = Z' + jZ'' = \frac{E' + jE''}{I' + jI''}$$

**Ecuación 2-30:** Separación de componentes de impedancia.

La amplitud absoluta de la impedancia  $|Z|$  y el ángulo de fase  $\theta$  se definen en la Ecuación 2-31 y la Ecuación 2-32, respectivamente.

$$|Z| = \sqrt{Z'^2 + Z''^2}$$

**Ecuación 2-31:** Amplitud absoluta de impedancia.

$$\tan \theta = \frac{Z''}{Z'}$$

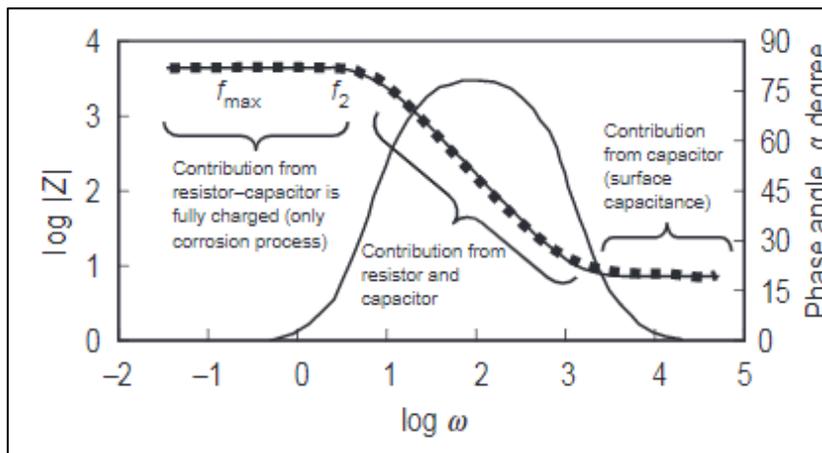
**Ecuación 2-32:** Angulo de desfase.

Considerando lo previo, existen dos formas tradicionales de reportar y presentar los datos obtenidos en pruebas EIS:

1. Amplitud o módulo de impedancia  $|Z|$  y el ángulo de fase  $\theta$  mediante un diagrama de Bode como el presentado en la Figura 2-34.
2. Componente real de la impedancia total ( $Z'$ ) y componente imaginaria de la impedancia total ( $Z''$ ) mediante un diagrama de Nyquist como el presentado en la Figura 2-35.

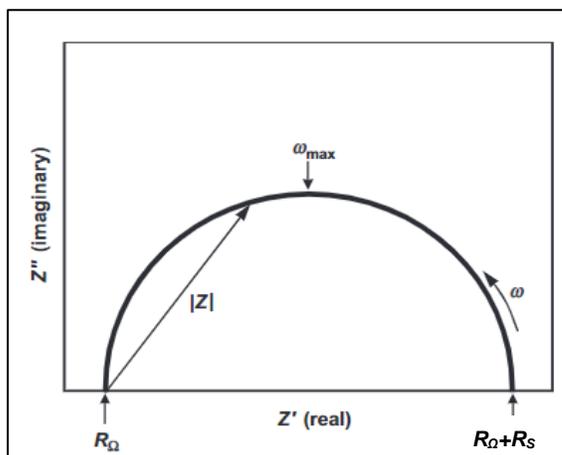
Para obtener estos diagramas se varía la frecuencia de una señal sinusoidal dentro de un amplio intervalo para el caso de corrosión en metales, determinando la impedancia para los distintos valores de frecuencia. Por esta razón, se dice que la técnica es espectroscopia ya que, se produce el espectro en un intervalo amplio de frecuencias.

**Figura 2-34:** Diagrama de Bode de respuesta de frecuencia (línea punteada) y ángulo de fase (línea sólida) para un sistema electroquímico  $R_{\Omega} = 10 \Omega$  y  $Cdl = 93,8 \mu\text{F}$ .



Fuente: Tomada de Poursaee [16]

**Figura 2-35:** Diagrama de Nyquist para sistema electroquímico simple.



Fuente: Tomada de Poursaee [16]

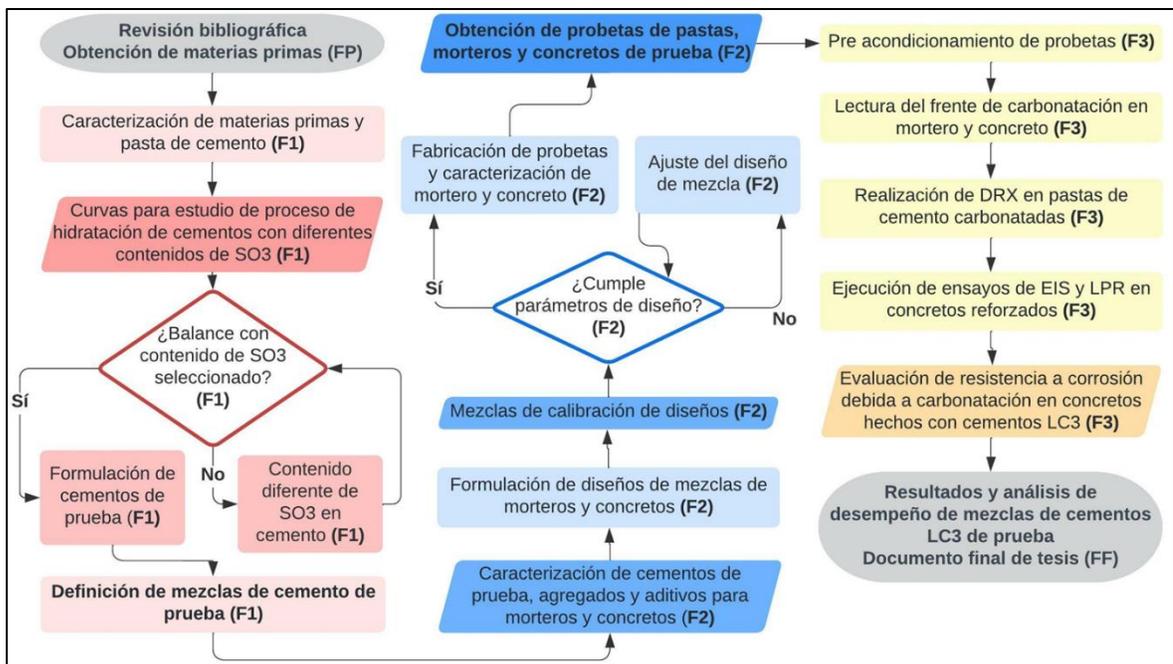
Para el caso del diagrama de Nyquist de la Figura 2-35, en altas frecuencias el extremo izquierdo del semicírculo se cruza con el eje X y la impedancia es totalmente producida por la resistencia óhmica  $R_{\Omega}$ . La frecuencia alcanza su límite inferior en el extremo derecho del semicírculo, donde se aproxima a una resistencia pura correspondiente a la suma de  $R_s$  y  $R_{\Omega}$ . Por su parte, en el diagrama de Bode presentado en la Figura 2-34 es fácil comprender la dependencia de la impedancia respecto a la frecuencia. En frecuencia muy altas y muy bajas  $|Z|$  se vuelve independiente de la frecuencia: para las mayores frecuencias la resistencia óhmica controla la impedancia y para las frecuencias más bajas domina la suma de  $R_s$  y  $R_{\Omega}$  [16].



### 3.Fases de la investigación

Para realizar la evaluación de la resistencia a la corrosión debida a carbonatación en concretos con cemento pórtland adicionado con caliza y arcilla calcinada (LC3), se plantearon las fases de la investigación presentadas en el presente capítulo, las cuales se resumen en el diagrama de flujo mostrado en la Figura 3-1.

**Figura 3-1:** Diagrama de flujo de fases de la investigación.



FP: fase previa; F1: fase 1; F2: fase 2; F3: fase 3; FF: fase final

Fuente: Elaboración propia

En este sentido, la investigación inicio con una fase previa de revisión bibliográfica y la obtención de las materias primas como se detalla en la sección 3.1. Las fases 1, 2 y 3 abarcaron todo el desarrollo del programa experimental de ensayos como se detalla en la sección 3.2, 3.3 y 3.4, respectivamente, dando alcance a cada uno de los objetivos planteados para el desarrollado de la investigación. Por último, tuvo lugar una fase final

donde se presentan y analizan los resultados obtenidos durante la fase experimental, comparando el desempeño equivalente de cada una de las mezclas de concretos fabricados con cementos LC3.

Inicialmente para la formulación de los cementos de prueba se tuvieron en cuenta los siguientes criterios:

- Obtención de materiales utilizados en la manufactura de cemento en Colombia.
- Características de los materiales disponibles en el medio nacional y reportadas en la literatura técnica de referencia:
  - Los cementos LC3-50 ampliamente reportados en la bibliografía de referencia corresponden a 45 % de clínker pórtland, 15 % de caliza, 30 % de arcilla calcinada y 5 % de yeso.
  - La relación arcilla calcinada/caliza de 2:1 ha sido reportada como la más adecuada para lograr la sinergia entre estos dos SCM.
  - Uso de la caliza en el cemento en proporciones hasta del 20%.
- Diferentes relaciones arcilla calcinada/caliza, niveles de reemplazo total de OPC y contenido de arcilla calcinada en los cementos LC3 de prueba:
  - Relaciones arcilla calcinada/caliza de 1:1; 2:1 y 3:2.
  - Niveles de reemplazo de OPC entre 20 % y 50 %.
  - Contenidos de arcilla calcinada del 10 %, 20 % y 30 %.

De esta forma, se propusieron un total de seis (6) mezclas de cemento para el desarrollo de la investigación que corresponden a:

- Una mezcla de referencia (MR) correspondiente a un cemento comercial colombiano, cuyos componentes principales son clínker, yeso y caliza.
- Cinco (5) mezclas de cemento pórtland adicionado con caliza y arcilla calcinada (LC3), obtenidas a partir del cemento de referencia.

Las proporciones objetivo para cada una de las mezclas de prueba se presentan en la Tabla 3-1, donde es importante aclarar que la proporción de cemento pórtland en cada mezcla corresponde a la suma de los contenidos estimados de clínker y yeso. El contenido de yeso final para cada mezcla de cemento fue definido como resultado de la ejecución de la fase 1 de la investigación.

**Tabla 3-1:** Proporciones (%) en masa objetivo de mezclas de cemento de referencia (MR) y cementos LC3 de prueba.

No.	ID Mezcla	Cemento pórtland (%) <sup>1</sup>	Caliza (%)	Arcilla calcinada (%)
1	MR	100-X	X	0
2	C10-A10	80	10	10
3	C10-A20	70	10	20
4	C10-A30	60	10	30
5	C15-A30	55	15	30
6	C20-A30	50	20	30

X: contenido de caliza en masa en el cemento de referencia (ver Tabla 4-4).

**Nota 1:** Considerado como la suma del contenido de clinker y yeso.

Fuente: Elaboración propia

Además, se estableció la siguiente convención para identificar cada una de las mezclas de cemento presentadas en la Tabla 3-1:

- Las letras representan el tipo de mezcla o SCM empleado.
  - MR: mezcla de referencia, C: caliza; A: arcilla calcinada.
- Para las cinco mezclas adicionales, el número que acompaña cada letra corresponde a la proporción en masa del SCM en el cemento.
  - Por ejemplo: C10 indica un contenido de caliza del 10 % de la masa total de la mezcla de LC3. Así, C10-A20 indican una mezcla adicional con 10 % de caliza y 20 % de arcilla calcinada respecto a la masa total del cemento.

### 3.1 Fase previa: estructuración de la investigación

Inicialmente se llevaron a cabo las actividades de búsqueda de literatura y bibliografía técnica sobre el tema de investigación, con el fin de realizar una aproximación al estado del arte y delimitar el alcance de la misma. De esta forma, se abord  la búsqueda de información en bases de datos bibliográficas y revistas científicas, en relación con la formulación y desarrollo del cemento pórtland adicionado con caliza y arcilla calcinada (LC3) y el desempeño del material (propiedades mecánicas, durabilidad, entre otras). Particularmente, se hizo énfasis en la consulta de investigaciones disponibles sobre la resistencia a la corrosión debida a carbonatación en concretos fabricados con cementos LC3. El resultado de esta actividad se puede apreciar en detalle en los capítulos 1 y 2.

También, se realizó la búsqueda de fuentes de suministro de las posibles materias primas requeridas para el desarrollo de la investigación. Para tal efecto, se recibí el apoyo técnico

y económico de la Empresa Colombiana de Cementos y su marca Cemento Alión, quienes a través de su gestión facilitaron cada una de las materias primas: cemento, caliza, arcilla calcinada, yeso, entre otros. Adicionalmente, la selección de estos materiales se realizó teniendo en cuenta las características de los materiales disponibles en el medio nacional y reportadas en la literatura técnica de referencia.

También, se verificó la disponibilidad de los espacios y equipos en los laboratorios de la sección de Estructuras del Departamento de Ingeniería Civil y Agrícola de la Universidad Nacional de Colombia Sede Bogotá, de acuerdo con el programa de ensayos previsto para la investigación. En este sentido, se realizó la identificación, acopio y almacenamiento de las materias primas en el laboratorio para su posterior uso.

### **3.2 Fase 1: desarrollo de cementos de prueba**

La fase 1 de la investigación comprendió el estudio experimental de cinco (5) mezclas de cemento LC3, con base en la caracterización de las materias primas utilizadas para el desarrollo de la investigación y la evaluación de la pasta de cemento, definiendo los contenidos de yeso apropiados en cada una de estas mezclas. En síntesis, durante esta fase se desarrollaron las siguientes actividades:

- Caracterización de materias primas: física mediante densidad y finura, y consistencia normal y tiempos de fraguado en el cemento de referencia, química mediante FRX, y mineralógica mediante DRX.
- Propuesta de mezclas de cemento y contenidos de clínker, caliza, arcilla calcinada y yeso a probar, fijando las proporciones objetivo de cemento pórtland (clínker más yeso), caliza y arcilla calcinada.
- Ejecución de ensayos de caracterización y estudio del proceso de hidratación de las mezclas de cemento: consistencia normal, tiempos de fraguado, calor de hidratación (semi adiabático) e impedancia electroquímica.
- Análisis de resultados de ensayos sobre pastas de cemento y formulación de criterios para la obtención del contenido adecuado de  $SO_3$  (yeso) en cada mezcla, de acuerdo con literatura técnica de referencia.
- Definición de cementos de prueba mediante la obtención de las proporciones finales de las materias primas.

- Caracterización física, química y mineralógica de los cementos de prueba formulados.

En el capítulo 4 y el capítulo 5 se exponen ampliamente las características de los materiales y programa experimental empleados en el desarrollo de la investigación.

### **3.3 Fase 2: diseños de mezcla y fabricación de probetas de mortero y concreto**

La fase 2 de la investigación comprendió la elaboración de los diseños de mezcla de morteros y concretos, a partir de los cementos formulados en la fase 1 y la caracterización física de los materiales como agregados y aditivo químico. Posteriormente, se fabricaron, curaron y obtuvieron las probetas para la ejecución de los ensayos correspondientes a la fase 3 de la investigación. Tanto para los diseños de mezcla de mortero como de concreto, se elaboró una mezcla de prueba para calibrar el diseño de la mezcla del cemento de referencia. En resumen, durante esta fase se desarrollaron las siguientes actividades:

- Selección, obtención y almacenamiento de materiales como grava, arena, arena de Ottawa y aditivo usados para el desarrollo de las mezclas de mortero y concreto.
- Caracterización física de agregados para concreto: granulometría, masas unitarias, densidades relativas y absorción, contenido de humedad, material que pasa el Tamiz No. 200 e identificación de presencia de materia orgánica en la arena.
- Estudio de la compatibilidad química de aditivo con los cementos de prueba mediante ensayos de minislump (pasta) y fluidez en mesa de flujo (mortero).
- Formulación de diseño de mezclas de los morteros de prueba, incluyendo la elaboración de una mezcla de calibración del diseño para la mezcla de referencia.
- Obtención y corte de barras de acero a emplear en la fabricación de cilindros de concreto para ensayos electroquímicos (fase 3). Posteriormente, aplicación de pintura epóxica anticorrosiva dejando expuesta parte de la barra (ver Figura 5-21).
- Formulación y elaboración del diseño de mezclas de los concretos de prueba siguiendo el procedimiento propuesto por ACI 211.1 [135], incluyendo la elaboración de una mezcla de calibración del diseño para la mezcla de referencia.

- Fabricación y curado de cubos de morteros de prueba, incluyendo la realización del ensayo de fluidez en mesa de flujo durante el proceso de fabricación de cada mezcla.
- Fabricación y curado de cilindros de concretos de prueba, incluyendo la realización del ensayo de asentamiento durante el proceso de fabricación de cada mezcla.
- Caracterización de las mezclas de los morteros de prueba, de acuerdo con la NTC 121 [136] mediante los ensayos de resistencia a la compresión en cubos de mortero.
- Control del diseño de mezcla con la realización de ensayos de resistencia a la compresión a 28 días en cubos de morteros de prueba que fueron sometidos a carbonatación en condición natural (ambiental) y acelerada (cámara).
- Control del diseño de mezcla con la realización de ensayos de resistencia a la compresión a 7 días y 28 días en cilindros de concretos de prueba que fueron sometidos a carbonatación en condición natural (ambiental) y acelerada (cámara).
- Corte, preparación de superficies y aplicación de pintura epóxica en cilindros de concretos de prueba, obteniendo las probetas requeridas para la ejecución de los ensayos propuestos en la fase 3 de la investigación.
- Realización de ensayos de densidad y contenido de vacíos en probetas de concretos de prueba.
- Fabricación y curado de muestras de pasta de cementos de prueba para la ejecución de ensayos de DRX en la pasta carbonatada.

### **3.4 Fase 3: evaluación de la resistencia a la corrosión debida a carbonatación**

La fase 3 de la investigación comprendió la ejecución de los ensayos para evaluar el desempeño de las mezclas de los morteros y concretos de prueba frente al fenómeno de carbonatación. A su vez, abarcó la evaluación de la resistencia a la corrosión debida a carbonatación en los especímenes de concreto reforzado mediante las técnicas de EIS y LPR. También, se contemplaron dos condiciones de exposición del fenómeno de carbonatación en función del horizonte de tiempo que abarcó la investigación: natural en el patio del Laboratorio de Estructuras; y acelerada mediante el uso de una cámara

climática con condiciones controladas de concentración de CO<sub>2</sub>, temperatura y humedad relativa. En síntesis, durante esta fase de desarrollaron las siguientes actividades:

- Acondicionamiento en laboratorio de probetas de morteros y concretos hechos con los cementos de prueba durante un periodo de 14 días, en condiciones de temperatura y humedad relativa de laboratorio.
- Acondicionamiento de cámara climática de carbonatación durante un periodo de 3 días previo al inicio de los ensayos.
- Evaluación de la resistencia a la compresión en cubos de morteros de prueba a 7 días, 28 días y 84 días de carbonatación en condición natural y acelerada.
- Lectura del avance del frente de carbonatación en cubos de morteros de prueba luego de 7 días y 28 días de carbonatación en condición acelerada.
- Lectura del avance del frente de carbonatación en cilindros de concretos de prueba a 7 días, 28 días, 70 días y 112 días de carbonatación en condición acelerada.
- Lectura del avance del frente de carbonatación en cilindros de concretos de prueba a 196 días y 203 días de carbonatación en condición natural.
- Ejecución de ensayos de EIS y LPR en cilindros de concretos de prueba con acero de refuerzo a 7 días, 28 días, 49 días, 70 días, 91 días, 112 días, 140 días, 168 días y 203 días de carbonatación en condición natural y acelerada.
- Realización de ensayos de DRX en muestras de pasta de cementos de prueba a 0 días (control), 7 días y 28 días de carbonatación en condición acelerada.

### **3.5 Fase final: comparación del desempeño de LC3**

Finalmente, se recopilaron y analizaron los resultados obtenidos a partir del desarrollo de la fase experimental (fases 1, 2 y 3) y de acuerdo con los objetivos y el alcance planteados para la investigación. Esto permitió llevar a cabo la comparación del desempeño equivalente entre las diferentes mezclas de pasta, mortero y concreto fabricado con los cementos de prueba, particularmente, evaluar la resistencia a la corrosión debida a carbonatación en los concretos MR y LC3 de prueba.



## 4. Materiales

Los materiales cementantes usados en el desarrollo de la investigación fueron cemento, caliza, arcilla calcinada y yeso, como insumos para el desarrollo de mezclas de cemento hidráulico. Se usó arena de Ottawa para morteros y agregados finos y gruesos para el concreto. Además, se utilizó un aditivo reductor de agua para la elaboración de mezclas de mortero y concreto, y barras de acero NTC 5806 [137] para la fabricación de probetas de concreto reforzado. Las propiedades y características de estos materiales se resumen a continuación, las cuales fueron determinadas con los métodos de ensayo relacionados.

### 4.1 Cementantes hidráulicos

Las materias primas utilizadas para el desarrollo de las mezclas de cemento hidráulico fueron un cemento de referencia, caliza, arcilla calcinada y yeso, cuya apariencia se puede apreciar en la Figura 4-1. El cemento de referencia fue un cemento gris colombiano clasificado como de alta resistencia temprana (ART) según la norma NTC 121 [136].

**Figura 4-1:** Materias primas utilizadas para desarrollo de cementos hidráulicos.



Fuente: Propia

Las propiedades físicas del cemento de referencia se presentan en la Tabla 4-1, con base en los métodos de ensayo ejecutados de acuerdo con las normas colombianas NTC y las normas americanas ASTM para la caracterización de este material, como se puede observar en las imágenes presentadas en la Figura 4-2. De forma similar, en la Tabla 4-2 se presentan algunas propiedades físicas de la caliza, la arcilla calcinada y el yeso empleadas en el desarrollo de la investigación.

También, en la Tabla 4-3 se presenta la composición química (porcentaje en masa) del cemento de referencia, la arcilla calcinada, la caliza y el yeso, determinada mediante FRX.

**Figura 4-2:** Caracterización de cemento de referencia: (a) densidad, (b) finura, (c) tiempos de fraguado y (d) resistencia a la compresión en cubos de mortero.



Fuente: Propia

**Tabla 4-1:** Propiedades físicas del cemento de referencia.

Propiedad	Unidad	Valor	Método de ensayo	Límite NTC121 [136] <sup>1</sup>
Densidad	g/cm <sup>3</sup>	3,084	NTC 221 [138] ASTM C188 [139]	-
Finura	m <sup>2</sup> /kg	450	NTC 33 [140] ASTM C204 [141]	-
Consistencia normal	%	26,5	NTC 110 [142] ASTM C187 [143]	-
Tiempo de fraguado inicial	min	96,60	NTC 118 [144] ASTM C191 [145]	45 (mínimo) 420 (máximo)
Tiempo de fraguado final	min	210	NTC 118 [144] ASTM C191 [145]	-
Resistencia a la compresión	-	-	NTC 220 [146] ASTM C109 [109]	-
3 días	MPa	24,5	-	22,0
7 días	MPa	36,6	-	-
28 días	MPa	46,0	-	-

**Nota 1:** Valores de referencia para cemento ART.

Fuente: Propia

**Tabla 4-2:** Propiedades físicas de la caliza, arcilla calcinada y yeso.

Propiedad	Unidad	Caliza	Arcilla calcinada	Yeso	Método de ensayo
Densidad	g/cm <sup>3</sup>	2,718	2,723	2,311	NTC 221 [138] ASTM C188 [139]
Finura	m <sup>2</sup> /kg	520	921	398	NTC 33 [140] ASTM C204 [141]

Fuente: Propia

**Tabla 4-3:** Composición química (% masa) de materias primas de cementantes.

Óxido	Cemento de referencia	Arcilla calcinada	Caliza	Yeso
% SiO <sub>2</sub>	18,39	67,03	0,73	2,13
% Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	5,43	20,39	0,11	0,54
% Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	2,86	8,07	0,03	0,24
% CaO	62,51	0,49	51,08	32,11
% MgO	0,83	0,35	0,34	0,24
% K <sub>2</sub> O	0,16	0,35	0,04	0,10
% Na <sub>2</sub> O	0,16	0,12	0,03	0,03
% SO <sub>3</sub>	3,06	0,00	0,00	43,03
% LOI	5,37	0,88	41,95	21,10

Fuente: Empresa Colombiana de Cementos

La arcilla calcinada es de origen nacional correspondiente a una caolinita de bajo grado, la cual tuvo un proceso de producción en laboratorio como se puede apreciar en la Figura 4-3. De esta forma, la arcilla fue calcinada a 850 °C y posteriormente molida hasta obtener muestras con 100 % pasa Tamiz No. 200 (75 μm). Adicionalmente, en la Figura 4-4 se pueden apreciar algunas imágenes tomadas a la arcilla calcinada mediante SEM. De acuerdo con la Tabla 4-3, la arcilla calcinada se compone principalmente de silicatos (67 %), alúmina (20 %) y hierro (8 %). Este último elemento, le da un color naranja-rojizo a la arcilla calcinada.

La caliza es de origen nacional y molida, a partir del cual se obtiene la distribución y tamaño de partículas presentada en la Figura 4-5. Adicionalmente, es un carbonato de calcio natural blanco y de alta pureza, como se puede apreciar en su composición química presentada en la Tabla 4-3.

El yeso es de origen nacional, dihidrato y molido hasta obtener máximo un 5 % de material retenido sobre el Tamiz No. 325 (45 μm). Este material está compuesto principalmente por sulfatos (43 %) y calcio (32 %) como se puede apreciar en la Tabla 4-3. Respecto a la composición mineralógica, desde la Figura 4-6 hasta la Figura 4-9 se presentan los

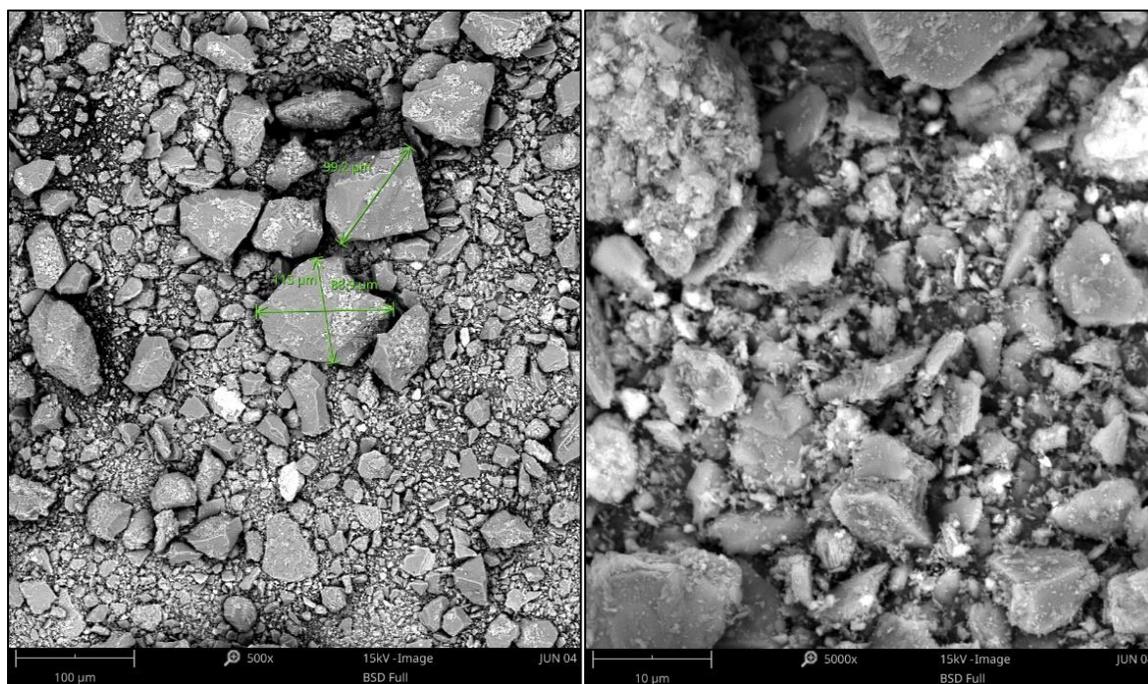
difractogramas obtenidos mediante DRX, para cada una de las materias primas de los cementos de prueba.

**Figura 4-3:** Proceso de producción de arcilla calcinada: (a) fuente, (b) calcinación y (c) molienda.

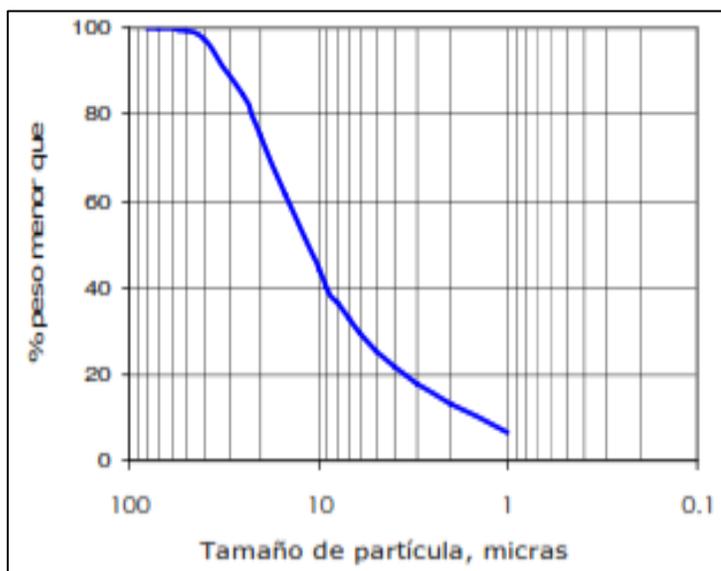


Fuente: Sumicol

**Figura 4-4:** Imagen SEM de arcilla calcinada.

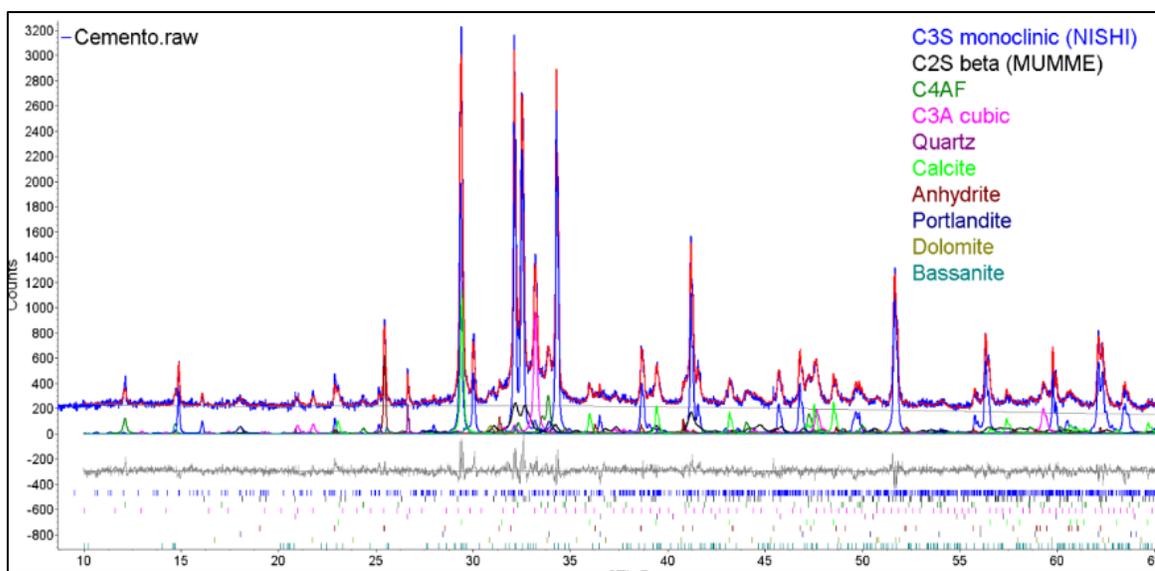


Fuente: Sumicol

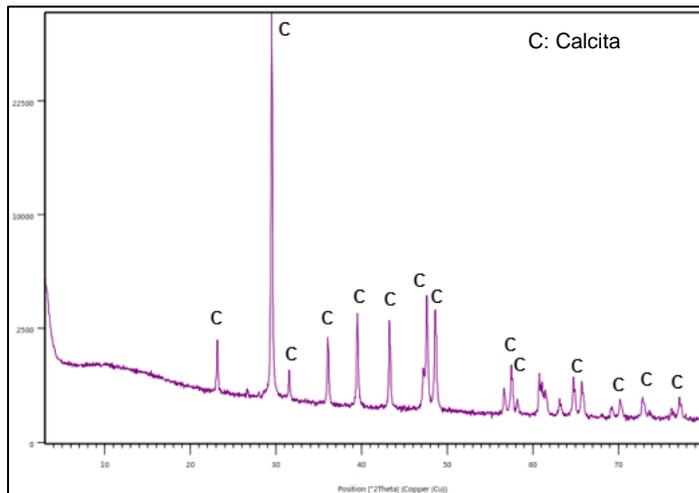
**Figura 4-5:** Distribución de tamaño de partículas de caliza.

Fuente: Omya Andina S.A.

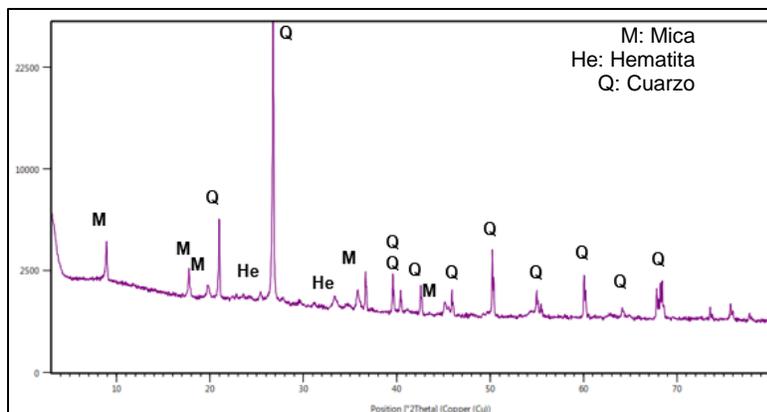
Adicionalmente, en la Tabla 4-4 se presenta la estimación cuantitativa de las proporciones de los minerales presentes en el cemento de referencia, y en la Tabla 4-5 la estimación semi cuantitativa de las proporciones de los minerales principales identificados en la arcilla calcinada.

**Figura 4-6:** Difractograma de cemento de referencia.

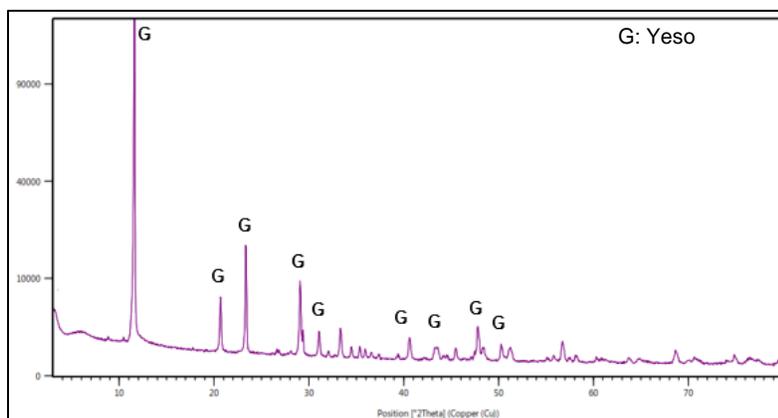
Fuente: Laboratorio Gmas

**Figura 4-7:** Difractograma de caliza.

Fuente: Laboratorio Nacional de Suelos - IGAC

**Figura 4-8:** Difractograma de arcilla calcinada.

Fuente: Laboratorio Nacional de Suelos - IGAC

**Figura 4-9:** Difractograma de yeso.

Fuente: Laboratorio Nacional de Suelos - IGAC

**Tabla 4-4:** Composición mineralógica del cemento de referencia.

Mineral o fase	Fórmula	% Composición
Alita	C <sub>3</sub> S	60,4
Belita	C <sub>2</sub> S	12,3
Celita	C <sub>3</sub> A	7,0
Felita	C <sub>4</sub> AF	4,8
Calcita	CaCO <sub>3</sub>	8,4
Dolomita	CaMg(CO <sub>3</sub> ) <sub>2</sub>	1,2
Portlandita	Ca(OH) <sub>2</sub>	1,4
Anhidrita	CaSO <sub>4</sub>	3,0
Bassanita	CaSO <sub>4</sub> 1/2H <sub>2</sub> O	1,0
Cuarzo	SiO <sub>2</sub>	0,6

Fuente: Laboratorio Gmas

**Tabla 4-5:** Composición mineralógica de la arcilla calcinada.

Mineral	Fórmula	% Composición
Cuarzo	SiO <sub>2</sub>	40 - 45
Hematita	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	5 - 10
Mica	-	15 - 20
Amorfos	-	30 - 35

Fuente: Sumicol

De la Tabla 4-4 se puede apreciar que el cemento de referencia cuenta con aproximadamente un 9,6 % de carbonato de calcio (caliza) en forma de calcita y dolomita, así como un 4,0 % de sulfato de calcio en forma de anhidrita y basanita. En consecuencia, se infiere que el cemento cuenta con un contenido aproximado de 86,4 % de clínker de cemento pórtland. Estos valores de carbonato y yeso están entre los límites usados por el fabricante para este tipo de cemento. Adicionalmente, se observa de la Tabla 4-5 que la arcilla calcinada presenta un contenido estimado de minerales amorfos entre el 30 % y 35 %, los cuales se obtienen como producto del proceso de calcinación.

## 4.2 Agua

Para la elaboración de muestras y ejecución de ensayos en pasta de cemento, mortero y concreto se utilizó agua potable obtenida del suministro del acueducto.

## 4.3 Agregados

Para la elaboración de las mezclas de mortero se utilizó arena de Ottawa y para la elaboración de las mezclas de concreto se utilizó arena como agregado fino y grava como agregado grueso, con las propiedades y características descritas en la presente sección.

### 4.3.1 Arena de Ottawa para mortero

Para la fabricación de muestras y ejecución de ensayos en morteros con cemento hidráulico, se utilizó arena de Ottawa estándar de acuerdo con la norma ASTM C778 [147], como se puede apreciar en la Figura 4-10. En la Tabla 4-6 se presenta la granulometría de la arena de Ottawa definida por la norma ASTM C778 [147].

**Figura 4-10:** Arena de Ottawa.



Fuente: Propia

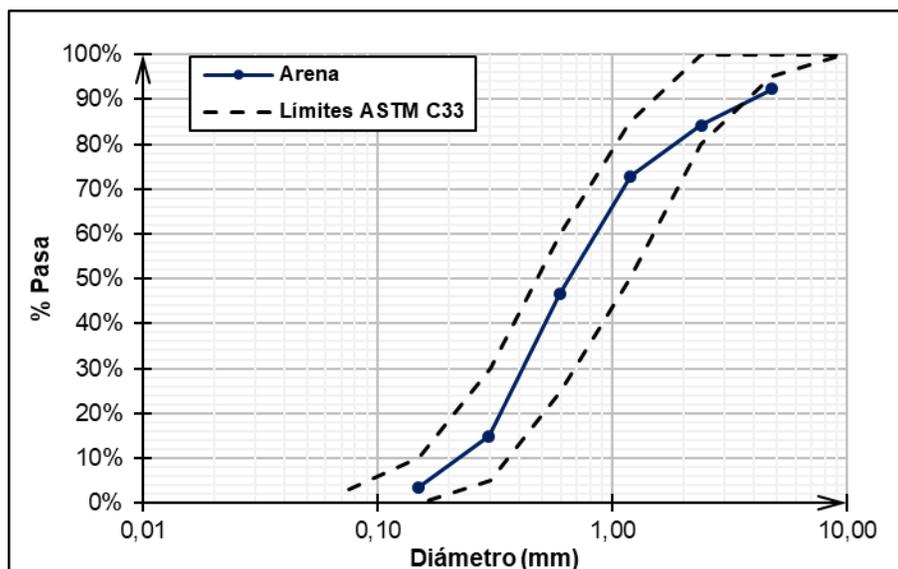
**Tabla 4-6:** Granulometría de Arena de Ottawa.

Tamiz	% que pasa
1.18mm (No. 16)	100
600µm (No. 30)	96 a 100
425µm (No. 40)	60 a 75
300µm (No. 50)	16 a 30
150µm (No. 100)	0 a 4

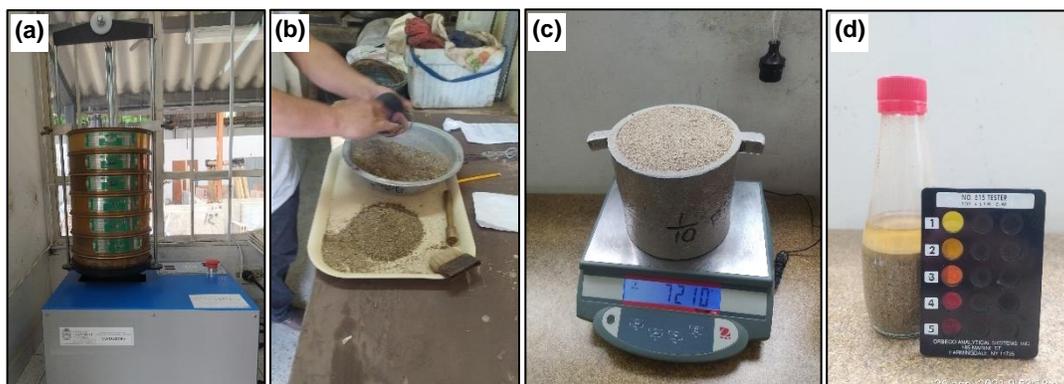
Fuente: Tomada de norma ASTM C778 [147]

### 4.3.2 Agregado fino para concreto

El agregado fino utilizado para elaborar los especímenes de concreto fue una arena con tamaño máximo de 4,76 mm (Tamiz No. 4), obtenida de una planta de concreto en la ciudad de Bogotá. En la Figura 4-12 se presentan imágenes de algunos ensayos ejecutados para la caracterización del agregado fino para concreto de acuerdo con la norma ASTM C33 [148], así como en la Tabla 4-7 se presentan las propiedades físicas y en la Figura 4-11 se presenta la curva granulométrica de este. También, como se puede apreciar en la Figura 4-12, como resultado del método de ensayo ejecutado bajo la norma ASTM C40 [149] se encontró que la arena no tiene presencia de impurezas orgánicas.

**Figura 4-11:** Curva granulométrica de agregado fino para concreto.

Fuente: Propia

**Figura 4-12:** Caracterización de agregado fino para concreto: (a) granulometría, (b) densidad relativa, (c) masa unitaria compacta y (d) presencia de impurezas orgánicas.

Fuente. Propia

**Tabla 4-7:** Propiedades físicas de agregado fino para concreto.

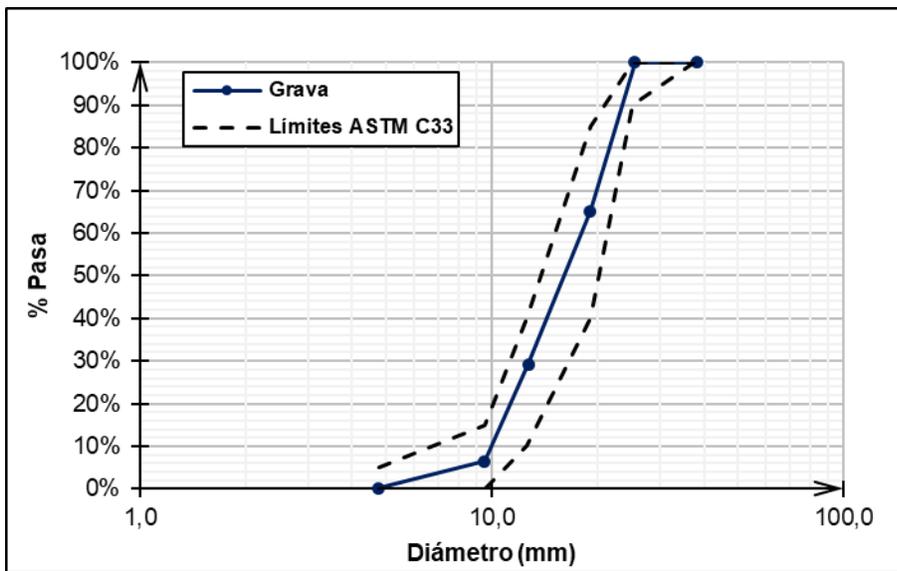
Propiedad	Unidad	Valor	Método de ensayo
Masa unitaria suelta	kg/m <sup>3</sup>	1.590	NTC 92 [150], ASTM C29 [151]
Masa unitaria compacta	kg/m <sup>3</sup>	1.690	NTC 92 [150], ASTM C29 [151]
Material pasa el Tamiz No. 200 (75µm)	%	4,5	NTC 78 [152], ASTM C117 [153]
Contenido de humedad evaporable	%	0,5	NTC 1776 [154], ASTM C566 [155]
Densidad relativa seco horno	-	2,49	NTC 237 [156], ASTM C128 [157]
Densidad relativa SSS	-	2,51	NTC 237 [156], ASTM C128 [157]
Densidad relativa aparente	-	2,54	NTC 237 [156], ASTM C128 [157]
Absorción	%	0,7	NTC 237 [156], ASTM C128 [157]
Contenido de vacíos	%	36,1	NTC 92 [150], ASTM C29 [151]

Fuente: Propia

### 4.3.3 Agregado grueso para concreto

El agregado grueso utilizado para elaborar los especímenes de concreto fue una grava con tamaño máximo de 25,4 mm (1 pulg.), la cual fue obtenida de una planta de concreto en la ciudad de Bogotá. En la Figura 4-14 se presentan imágenes de algunos ensayos ejecutados para la caracterización del agregado grueso para concreto de acuerdo con la norma ASTM C33 [148], así como en la Tabla 4-7 se presentan las propiedades físicas y en la Figura 4-13 se presenta la curva granulométrica de este material.

**Figura 4-13:** Curva granulométrica de agregado grueso para concreto.



Fuente: Propia

**Figura 4-14:** Caracterización de agregado grueso para concreto: (a) granulometría, (b) secado, (c) masa unitaria compacta y (d) peso saturado y superficialmente seco.



Fuente: Propia

**Figura 4-15:** Propiedades físicas de agregado grueso para concreto.

Propiedad	Unidad	Valor	Método de ensayo
Masa unitaria suelta	kg/m <sup>3</sup>	1.530	NTC 92 [150], ASTM C29 [151]
Masa unitaria compacta	kg/m <sup>3</sup>	1.640	NTC 92 [150], ASTM C29 [151]
Contenido de humedad evaporable	%	0,4	NTC 1776 [154], ASTM C566 [155]
Densidad relativa seco horno	-	2,65	NTC 176 [158], ASTM C127 [159]
Densidad relativa SSS	-	2,66	NTC 176 [158], ASTM C127 [159]
Densidad relativa aparente	-	2,69	NTC 176 [158], ASTM C127 [159]
Absorción	%	0,7	NTC 176 [158], ASTM C127 [159]
Contenido de vacíos	%	43,1	NTC 92 [150], ASTM C29 [151]

Fuente: Propia

## 4.4 Aditivo reductor de agua

El aditivo utilizado para la fabricación de mezclas de mortero y de concreto fue un producto comercial denominado Sika® Viscocrete®-2100, el cual es un aditivo líquido reductor de agua de ultra rango y super plastificante basado en policarboxilatos. Además, este producto no contiene cloruros y cumple con la norma ASTM C494 [160]. De acuerdo con la ficha técnica del fabricante, este recomienda dosis entre 0,15 % a 0,40 % respecto a la masa de cemento para mezclas convencionales, permitiendo una reducción de agua del 10 % al 15 % para dosis bajas y del 45 % para dosis altas. El color del producto es azul a verde como se puede apreciar en la Figura 4-16 y tiene una densidad de 1,08 kg/L.

**Figura 4-16:** Aditivo superplastificante Sika® Viscocrete®-2100.

Fuente: Propia

## 4.5 Barras de acero

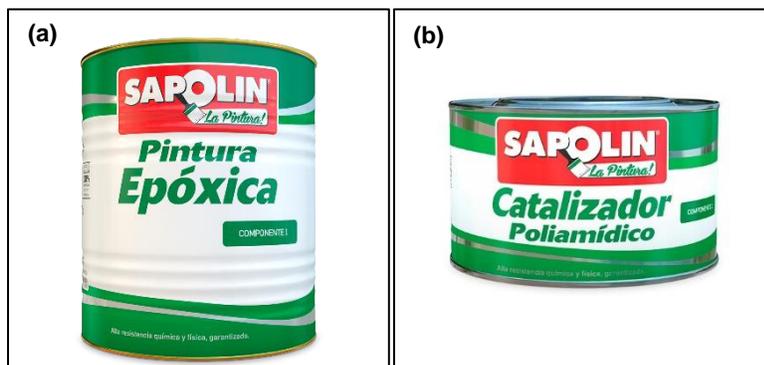
Se utilizaron barras de acero lisas de 6 mm de diámetro como refuerzo en algunas probetas de concreto, fabricadas bajo la norma NTC 5806 [137], con una densidad de  $7.850 \text{ kg/m}^3$ , una resistencia a la tracción mínima de 550 MPa y una resistencia a la fluencia mínima de 485 MPa. Como se puede ver en la Figura 4-17, las barras de acero fueron cortadas en longitudes de 10cm y recubiertas con pintura epóxica marca Sapolin (sección 5.2.4.3). Este producto es una pintura epoxi-poliamida de acabado final formulado en dos componentes para ser mezclado con una agente curante poliamídico (Catalizador Poliamídico marca Sapolin) en relación 4:1 en volumen, respectivamente.

**Figura 4-17:** Barras de acero liso con recubrimiento epóxico.



Fuente: Propia

**Figura 4-18:** Componentes de pintura anticorrosiva de varillas de acero: (a) pintura epóxica y (b) catalizador poliamídico.



Fuente: Tomada de Invesa [161].

## 5. Programa experimental

La etapa experimental de la investigación abarcó las fases 1, 2 y 3 como se explicó en el capítulo 3. En la Tabla 5-1 se resumen las actividades y ensayos ejecutados durante cada una de estas fases.

**Tabla 5-1:** Resumen de actividades y ensayos de programa experimental de la investigación.

Actividad	Ensayos
<b>Fase 1: desarrollo de cementantes de prueba</b>	
Caracterización física, química y mineralógica de materias primas <sup>1</sup> .	Densidad, finura, consistencia normal <sup>2</sup> , tiempos de fraguado <sup>2</sup> , resistencia a la compresión en cubos de mortero <sup>2</sup> , FRX, DRX.
Evaluación del desempeño de cementos con diferentes contenidos de SO <sub>3</sub> .	Densidad, finura, consistencia normal, tiempos de fraguado, calor de hidratación, impedancia electroquímica.
Caracterización de mezclas de cemento hidráulico formuladas.	Densidad, finura, consistencia normal, tiempos de fraguado, calor de hidratación, impedancia electroquímica, FRX, DRX.
<b>Fase 2: elaboración y obtención de especímenes de prueba</b>	
Fabricación de probetas de pasta de cemento para pruebas de carbonatación.	DRX.
Formulación de diseño de mezcla, fabricación, curado y obtención probetas de mortero.	Minislump, fluidez, resistencia a la compresión.
Formulación de diseño de mezcla, fabricación, curado y obtención probetas de concreto.	Asentamiento, resistencia a la compresión, densidad, absorción y contenido de vacíos.
<b>Fase 3: evaluación de resistencia a la corrosión debida a la carbonatación</b>	
Evaluación de los efectos de la carbonatación en pasta de cemento.	DRX.
Resistencia a la carbonatación en mortero.	Resistencia a la compresión, profundidad del frente de carbonatación.
Resistencia a la carbonatación en el concreto.	Profundidad del frente de carbonatación.
Resistencia a la corrosión debida a la carbonatación en concreto.	Potencial de corrosión, resistencia a la polarización lineal (LPR), impedancia electroquímica (EIS).

**Nota 1:** Se detalla en el capítulo 4.

**Nota 2:** Ensayos ejecutados para cemento de referencia.

Fuente: Elaboración propia

Considerando lo previo, en el presente capítulo se detalla el programa propuesto desarrollado para llevar a cabo la etapa experimental de la investigación. Por su parte, los resultados de la ejecución del programa experimental de la investigación y su discusión y análisis se presentan en el capítulo 6.

## **5.1 Fase 1: desarrollo de cementos de prueba**

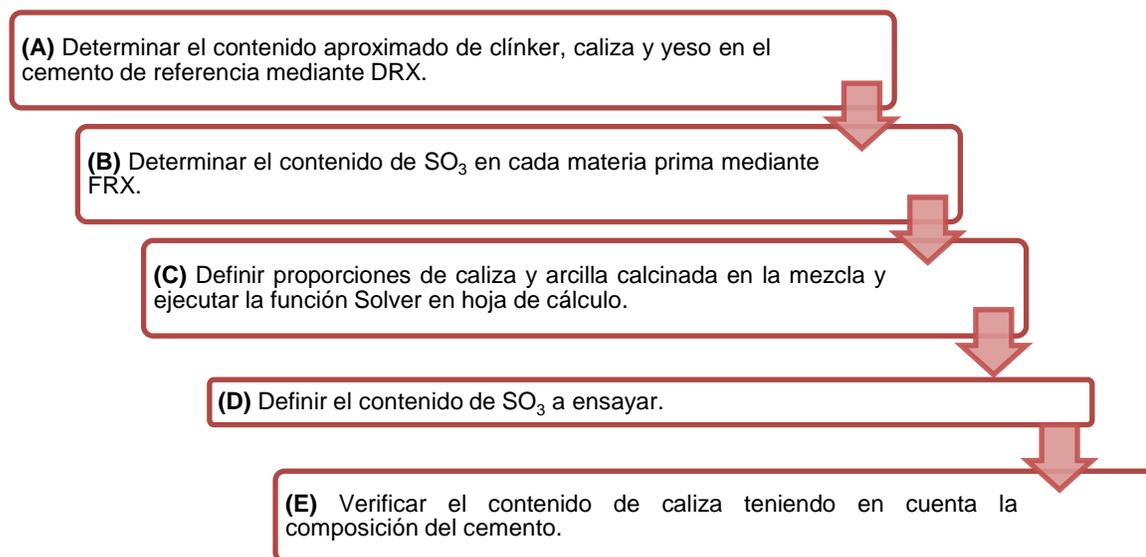
El desarrollo de los cementantes hidráulicos de prueba de la investigación se realizó mediante el estudio del proceso de hidratación en la pasta de cemento, definiendo el contenido de sulfato ( $\text{SO}_3$ ) apropiado en cada mezcla, como se detalla a continuación.

### **5.1.1 Diseño experimental**

Para realizar el ajuste del contenido de sulfato ( $\text{SO}_3$ ) en las cinco (5) mezclas de cemento hidráulico propuestas en la Tabla 3-1, se siguieron los lineamientos de la guía ASTM C563 [70]. En este sentido, a partir de la determinación de la composición química (Tabla 4-3) mediante FRX y la cuantificación de las fases y minerales (Tabla 4-4) presentes en el cemento de referencia mediante DRX, se estimó un contenido de  $\text{SO}_3$  y yeso base en este material, respectivamente.

Teniendo en cuenta que las mezclas de prueba propuestas se desarrollan a partir del cemento de referencia con la adición conjunta de caliza y arcilla calcinada, fue necesario llevar a cabo el ajuste del contenido de  $\text{SO}_3$  considerando la interacción de estos materiales, como se explicó previamente en las secciones 1.1.2 y 2.2.3. Además, el  $\text{SO}_3$  es aportado principalmente por el yeso y el cemento de referencia, ya que como se evidencia en la Tabla 4-3, el contenido de  $\text{SO}_3$  en la caliza y la arcilla calcinada es despreciable.

Por cada mezcla de cemento se ensayaron mínimo cinco niveles de sulfato con contenidos diferentes al menos en 0,20 %. Además, el contenido máximo y mínimo de  $\text{SO}_3$  de las muestras mezcladas fue diferente en al menos un 2,0 % de contenido de  $\text{SO}_3$ . Este contenido expresado en porcentaje se considera como parte de la masa de cemento para la dosificación [70]. De acuerdo con esto, se formuló el diseño experimental de los contenidos de  $\text{SO}_3$  a ensayar para cada una de las mezclas, usando una herramienta de cálculo para determinar los contenidos de materias primas a dosificar en cada prueba, cómo se resume en la Figura 5-1.

**Figura 5-1:** Metodología para formulación de contenidos de  $\text{SO}_3$  a probar por mezcla.

Fuente: Elaboración propia

Para ilustrar la metodología presentada en la Figura 5-1 se presenta una muestra de cálculo en la Figura 5-2 y se explica a continuación para la mezcla C10-A20 y un contenido de  $\text{SO}_3$  del 3,30 %, que presenta un contenido de caliza del 10 %, arcilla calcinada del 20 % y cemento pórtland del 70 %.

**Figura 5-2:** Muestra de cálculo para calcular las proporciones de materias primas en mezcla C10-A20 para un contenido de  $\text{SO}_3$  del 3,30 %.

Paso	Cemento ART			Constituyentes cemento desarrollado				Verificaciones			
	CK	CAL	YES	CEM	ARC	CAL	YES				
A	86,42%	9,63%	3,95%	-	-	-	-	Cemento ART =		100,00%	OK
B	% $\text{SO}_3$ -Mat <sup>1</sup>	-	-	3,06%	0,00%	0,00%	43,03%	N/A			N/A
C	%Mezcla	-	-	74,86%	20,00%	2,79%	2,35%	Clinker + Yeso =		70,00%	OK
D	% $\text{SO}_3$ -Mez	-	-	2,29%	0,00%	0,00%	1,01%	B x C	% $\text{SO}_3$ -MTotal	3,30%	OK
E	%Caliza <sub>Mez</sub>	-	-	7,21%	-	2,79%	-	-	%Caliza <sub>MTotal</sub>	10,00%	OK

**Nota 1:** Determinado mediante FRX, porcentaje en peso del material.

Fuente: Elaboración propia

- Como datos de entrada se tiene la estimación de los contenidos aproximados de clínker (CK), caliza (CAL) y yeso (YES), los cuales suman el 100% del contenido del cemento de referencia.
- Los contenidos de  $\text{SO}_3$  de cada materia prima se determinaron a partir de su caracterización química mediante FRX (ver Tabla 4-3).

- C) Se ejecuta la función Solver en una hoja de cálculo desarrollada en Excel, mediante la cual se varía el contenido de cemento en la mezcla para cumplir con las dos restricciones impuestas en la herramienta:
- El contenido estimado de clínker más yeso obtenidos de la iteración deben ser iguales al contenido objetivo de 70% de cemento pórtland en la mezcla.
  - El contenido de  $\text{SO}_3$  obtenido de la iteración debe ser igual al contenido objetivo en la mezcla.
- D) Se calcula el aporte de  $\text{SO}_3$  de cada una de las materias primas para la dosificación que cumple con las restricciones indicadas en el Paso C).
- E) Se verifica que el contenido total de caliza obtenido del cálculo en la mezcla sea igual al contenido objetivo, esto es, la suma del contenido aportado por el cemento más el contenido de caliza adicionada.

Como resultado de este proceso, en la Tabla 5-2 se presentan los contenidos propuestos de  $\text{SO}_3$  a probar para cada una de las mezclas. Es importante precisar que, estos contenidos se propusieron considerando lo siguiente:

- El contenido de  $\text{SO}_3$  del cemento de referencia, estimado en un 3,06 % respecto a la masa del cemento.
- El contenido mínimo teórico de  $\text{SO}_3$  que se puede obtener sin adicionar yeso, esto es, considerando solo el  $\text{SO}_3$  aportado por el cemento.
- La verificación de que el contenido de  $\text{SO}_3$  propuesto permite obtener una tendencia en el desempeño de la pasta de cemento y determinar un contenido óptimo como se detalla en la sección 5.1.3.

**Tabla 5-2:** Contenidos de  $\text{SO}_3$  a ensayar en mezclas de prueba.

ID	Contenidos de $\text{SO}_3$ a ensayar <sup>1</sup> (%)					$\Delta_{\text{Máx-Mín}}$ (%)
	1	2	3	4	5	
MR <sup>2</sup>	3,06	3,50	4,00	-	-	-
C10-A10	2,79	3,29	3,79	4,29	4,79	2,00
C10-A20	2,50	3,30	3,80	4,30	4,79	2,29
C10-A30	2,03	2,60	3,10	3,60	4,10	2,07
C15-A30	2,00	2,60	3,10	3,60	4,10	2,10
C20-A30	1,90	2,50	3,00	3,50	4,00	2,10

**Nota 1:** Contenido respecto a la masa de cemento.

**Nota 2:** Se ensayaron dos contenidos adicionales de  $\text{SO}_3$  en el cemento de referencia (MR) para evaluar la influencia de este en el desempeño del cemento.

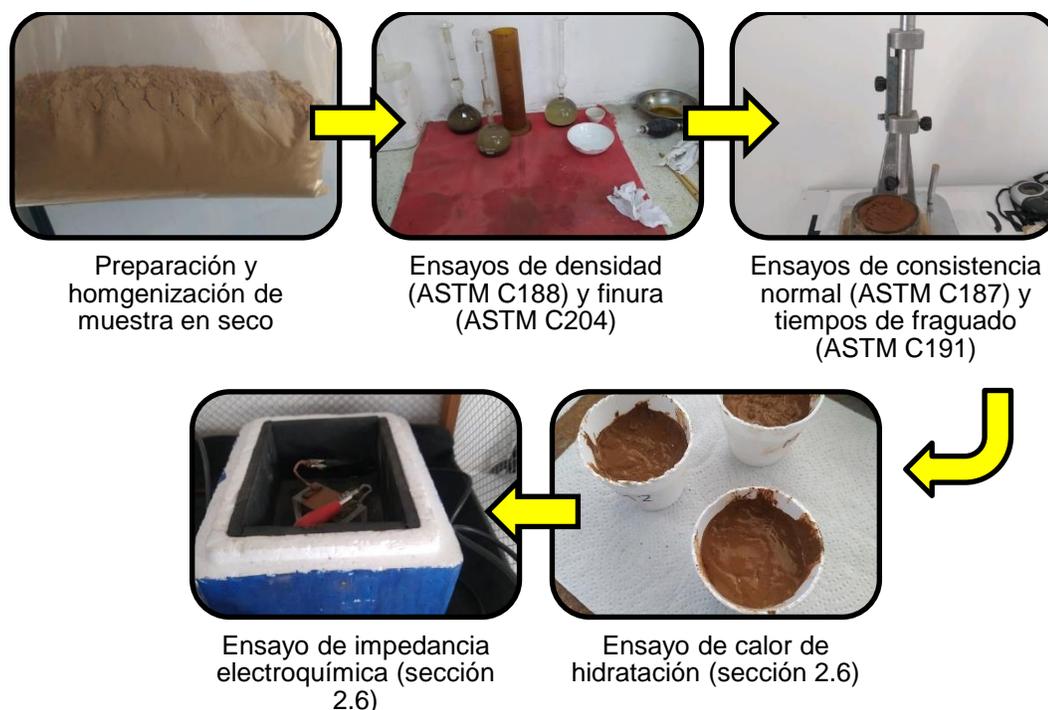
Fuente: Elaboración propia

En el Anexo A se presentan las proporciones por materia prima para cada uno de los contenidos de  $\text{SO}_3$  ensayados y por cada mezcla mostrados en la Tabla 5-2.

### 5.1.2 Caracterización de desempeño del cemento

Para cada contenido de  $\text{SO}_3$  propuesto en la Tabla 5-2 para cada mezcla, se realizó la caracterización de desempeño de la pasta de cemento considerando los métodos de ensayo requeridos para determinar las propiedades indicadas en la Figura 5-3, con el fin de evaluar la influencia del contenido de  $\text{SO}_3$  en cada mezcla. En este sentido, se determinaron la densidad, finura, consistencia normal, tiempos de fraguado, calor de hidratación y resistividad/conductividad eléctrica, siguiendo los métodos de ensayo indicados en la Figura 5-3.

**Figura 5-3:** Caracterización de la influencia del contenido de  $\text{SO}_3$  en mezclas de cemento.



Fuente: Propia

Para la ejecución de los ensayos se preparó el material requerido para cada prueba con base en las proporciones en masa definidas en el Anexo A para cada mezcla. Luego, este fue mezclado y homogenizado en seco con la caliza, la arcilla calcinada y el yeso para el caso de las mezclas adicionadas. Los ensayos de densidad y finura se realizaron sobre

todas las muestras de cada mezcla en polvo, mientras que los ensayos de consistencia normal, tiempos de fraguado, calor de hidratación e impedancia electroquímica se realizaron sobre todas las muestras de pasta de cemento, preparadas con la cantidad de agua determinada mediante el ensayo de consistencia normal (norma ASTM C187 [143]). El procedimiento de mezclado utilizado fue el definido en la norma ASTM C305 [162], aunque el tiempo de mezclado para preparar las pastas de cemento fue de 3 min con el fin de garantizar una adecuada homogenización de las materias primas en cada mezcla.

De esta forma, la definición del contenido de  $\text{SO}_3$  en cada mezcla de cemento se realizó con base en la caracterización de la pasta de cemento, considerando particularmente el estudio del proceso de hidratación mediante los ensayos de calor de hidratación e impedancia electroquímica descritos en la sección 2.6. Cada uno de estos ensayos se basan en los siguientes principios:

- Los ensayos de calor de hidratación (Figura 5-4) se ejecutaron en una cámara semi adiabática con las características descritas en la sección 2.6. Teniendo en cuenta que el proceso de hidratación del cemento se da mediante reacciones exotérmicas, es decir, que liberan calor, se realizó el registro y monitoreo de la temperatura de las muestras de pastas de cemento introducidas al equipo, desde el inicio de su mezclado y durante el menos 24 h posteriores a este momento. De esta forma, se obtuvieron varias curvas de calor de hidratación expresadas en términos de temperatura y mediante las constantes de calibración del equipo puede estimarse el calor de hidratación específico total liberado por la muestra en el ensayo (Ecuación 2-14). Sin embargo, es importante aclarar que, mediante este equipo no es posible obtener curvas de flujo de calor.
- Por su parte, los ensayos de impedancia electroquímica (Figura 5-5) se ejecutaron en un potencióstato con las características definidas en la sección 5.3.6. En este caso, la pasta de cemento se puede considerar como un sistema electroquímico con comportamiento resistivo, capacitivo e inductivo, el cual sufre cambios importantes durante el proceso de hidratación. Esto considerando que en el instante en que el agua entra en contacto con la pasta de cemento, se inician una serie de reacciones que producen la disolución de varias especies químicas que, luego van formando y depositando productos de hidratación densificando la microestructura de la pasta. Todo este proceso se monitoreó durante al menos

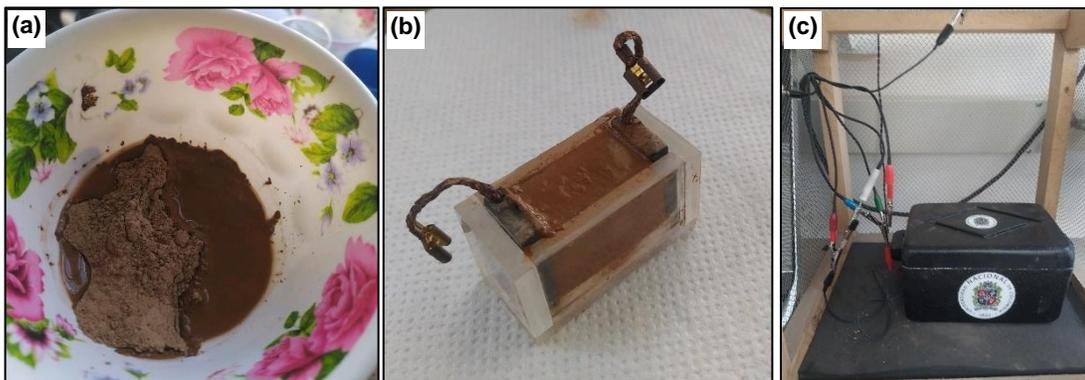
24 h. De esta forma, se obtuvieron curvas de resistividad (o conductividad) eléctrica respecto al tiempo (Ecuación 2-19).

**Figura 5-4:** Ensayos de calor de hidratación: (a) mezclado de pasta de cemento, (b) especímenes de ensayo y (c) cámara semi adiabática.



Fuente: Propia

**Figura 5-5:** Ensayos de impedancia electroquímica: (a) mezclado de pasta de cemento, (b) espécimen de ensayo y (c) montaje experimental.



Fuente: Propia

### 5.1.3 Criterios para el ajuste del contenido de $\text{SO}_3$ en el cemento

De acuerdo con los fundamentos teóricos descritos en la sección 2.2.2 y 2.6, el ajuste del contenido de  $\text{SO}_3$  de cada una de las mezclas de cemento hidráulico propuestas para el desarrollo de la investigación, se realizó a partir del estudio del proceso de hidratación mediante calor de hidratación e impedancia electroquímica. De esta forma, el desempeño de cada mezcla de cemento se determinó considerando las siguientes propiedades físicas:

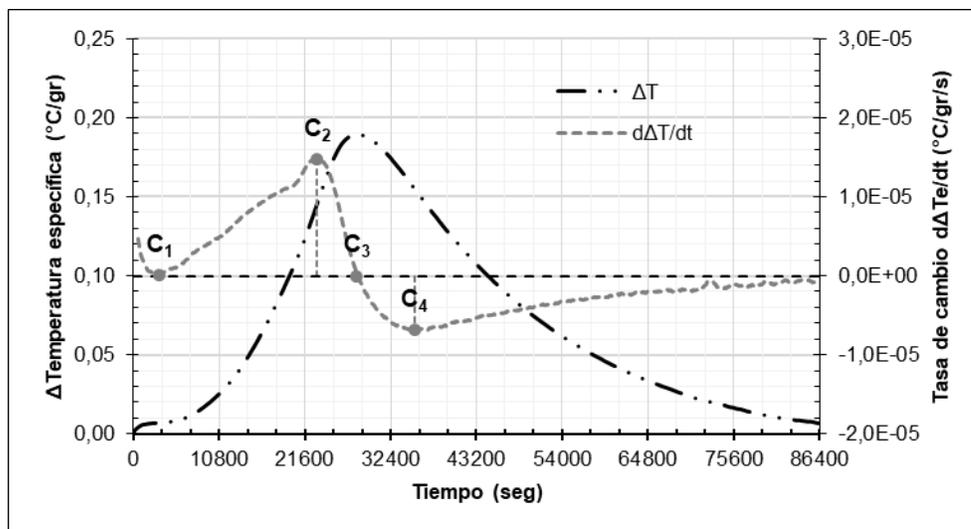
- Calor específico acumulado total durante 24 h de medición o un intervalo de tiempo específico de la pasta de cemento desde el inicio del mezclado.
- Resistividad eléctrica registrada durante 24 h de monitoreo de desarrollo de la microestructura de la pasta de cemento desde el inicio del mezclado.

De acuerdo con la guía técnica ASTM C563 [70], el contenido de  $\text{SO}_3$  óptimo se establece para cualquier contenido que ofrezca el máximo desempeño para el método utilizado. Por ejemplo, en el caso del calor de hidratación el desempeño máximo se define normalmente como el calor de hidratación máximo. En este sentido, se busca establecer una tendencia que permita determinar un contenido de  $\text{SO}_3$  óptimo para obtener el máximo desempeño en la propiedad considerada. Teniendo en cuenta esto, mediante las curvas de calor de hidratación e impedancia electroquímica medidas en ensayos realizados durante 24 h en la pasta de cemento, se buscó identificar algunos puntos característicos para establecer criterios que permitieran cuantificar el desempeño de cada mezcla de pasta de cemento. Para tal fin, se consideran las tasas de cambio en el tiempo (derivadas numéricas, a partir de datos experimentales) de cada una de estas propiedades:

- En la Figura 5-6 se identifican cuatro puntos sobre la curva de calor de hidratación expresado en términos de temperatura específica, esto es, temperatura registrada por gramo de material cementante. Estos puntos se identifican a partir de la curva de tasa de cambio de temperatura específica en el tiempo, los cuales se pueden asociar a las diferentes etapas del proceso de hidratación: el punto  $C_1$  representa el final de la etapa de iniciación y el inicio de la etapa de aceleración; el punto  $C_2$  se localiza en un punto intermedio del periodo de aceleración y se infiere que, podría asociarse al pico del  $\text{C}_3\text{S}$ ; en el punto  $C_3$  se alcanza la temperatura específica máxima y el tránsito de la etapa de aceleración a la etapa de desaceleración; y el punto  $C_4$  se localiza en un punto intermedio del periodo de desaceleración y se infiere que, podría asociarse al pico del  $\text{C}_3\text{A}$ .
- En la Figura 5-7 se identifican dos puntos sobre la curva de impedancia electroquímica en términos de resistividad eléctrica. Estos puntos se identifican a partir de la curva de tasa de cambio de resistividad eléctrica en el tiempo, los cuales se pueden asociar a diferentes momentos durante el proceso de hidratación, particularmente, a cambios en la microestructura de la pasta de cemento: el punto  $R_1$  representa el momento en que la pasta de cemento alcanza la máxima

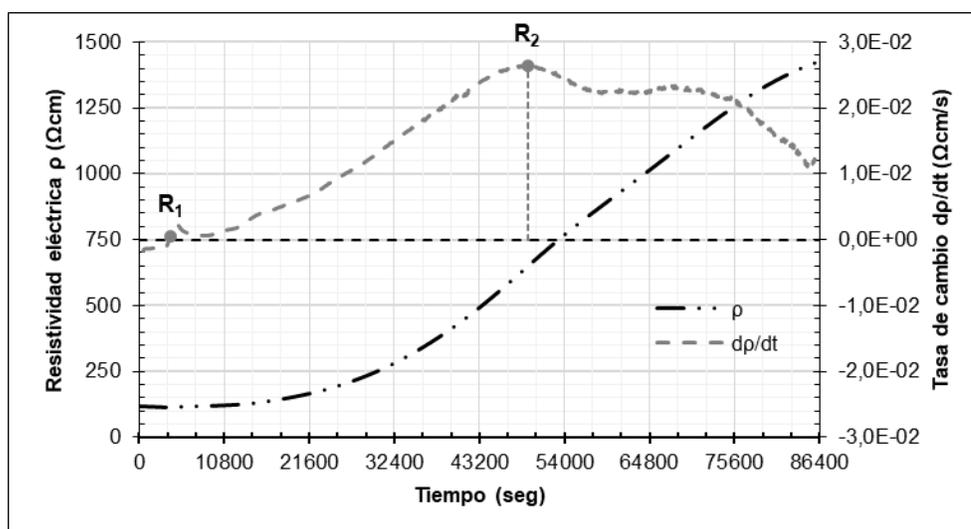
saturación de iones, por lo cual se obtiene la mínima resistividad eléctrica (máxima conductividad eléctrica); y el punto  $R_2$  representa la máxima tasa de cambio de la resistividad en el tiempo alcanzada durante el proceso de hidratación, que indica la evolución de la microestructura durante este proceso.

**Figura 5-6:** Puntos característicos de curvas de calor de hidratación expresadas en términos de cambio de temperatura específica.



Fuente: Elaboración propia

**Figura 5-7:** Puntos característicos de curvas de resistividad eléctrica en pasta de cemento.



Fuente: Elaboración propia

Considerando lo previo, se establecen los siguientes criterios para realizar el ajuste del contenido de  $SO_3$  en cada mezcla de cemento, buscando identificar tendencias que

permitan calcular un contenido para el cual se obtienen el máximo desempeño de la propiedad considerada:

- **Criterio 1 – Calor específico total a 24 h:** Corresponde al calor específico total acumulado durante 24 h calculado mediante la Ecuación 2-14 (sección 2.6).
- **Criterio 2 – Calor específico total entre puntos C<sub>2</sub> y C<sub>4</sub>:** Corresponde al calor específico total acumulado entre los puntos C<sub>2</sub> y C<sub>4</sub> de las curvas de calor de hidratación. Con este criterio se buscó inferir el efecto del contenido del SO<sub>3</sub> en la localización de los picos de C<sub>3</sub>S y C<sub>3</sub>A, de tal forma que se espera que el pico del C<sub>3</sub>S ocurra primero que el pico del C<sub>3</sub>A (sección 2.2.3).
- **Criterio 3 – Resistividad eléctrica mínima durante 24 h:** Corresponde al valor mínimo de resistividad eléctrica registrado durante 24 h de monitoreo de la pasta de cemento, buscando identificar la influencia del contenido de SO<sub>3</sub> en la liberación de iones durante el momento de máxima saturación de estos en la pasta.
- **Criterio 4 – Cambio de resistividad eléctrica entre puntos R<sub>1</sub> y R<sub>2</sub>:** Corresponde a la diferencia de resistividad eléctrica entre los puntos R<sub>1</sub> y R<sub>2</sub>, obtenida durante el monitoreo de 24 h de la pasta de cemento. Con este criterio se pretende identificar la influencia del contenido de SO<sub>3</sub> en el desarrollo de la microestructura de la pasta de cemento y el proceso de hidratación (sección 2.2.2).

De esta forma, se realizaron ajustes por mínimos cuadrados según lo expuesto en la sección 2.6 para cada uno de los criterios expuestos anteriormente, seleccionando aquel mediante el cual se obtuvo el mejor ajuste para los datos medidos. A partir de esto, se realizó el cálculo del contenido de SO<sub>3</sub> en cada mezcla y se realizó la caracterización de cada una de las mezclas definidas siguiendo la metodología presentada en la Figura 5-3, verificando el desempeño de la pasta de cemento para los contenidos de SO<sub>3</sub> formulados.

## 5.2 Fase 2: elaboración y obtención de especímenes de mortero y concreto

La metodología desarrollada para fabricar, curar y obtener los especímenes de prueba de pasta, mortero y concreto requeridos para la realización del programa experimental de la investigación se presenta en esta sección. También, para esto fue necesario ejecutar algunas pruebas de caracterización de las mezclas de cemento formuladas.

## 5.2.1 Cementante hidráulico

Como resultado de la fase 1 de la investigación descrita en la sección 5.1, se obtuvieron las proporciones finales por materias primas presentadas en la Tabla 5-3. Es importante recordar que, como se mencionó previamente, el cemento de referencia contiene caliza y yeso, contenidos que se consideraron en la formulación de los cementos para obtener las proporciones objetivo definidas en la Tabla 3-1. De esta forma, para la elaboración de especímenes de pasta, mortero o concreto hidráulico se multiplica la cantidad total de masa requerida para la elaboración de un ensayo o mezcla específica, por las proporciones definidas en la Tabla 3-1, obteniendo así la cantidad de materia prima en masa requerida.

**Tabla 5-3:** Proporciones (%) finales en masa de materias primas por mezcla.

ID	Cemento de referencia (%) <sup>1</sup>	Arcilla calcinada (%)	Caliza (%)	Yeso (%)	Total (%)
MR	100,00	0,00	0,00	0,00	100,00
C10-A10	85,28	10,00	1,79	2,93	100,00
C10-A20	74,53	20,00	2,82	2,65	100,00
C10-A30	62,38	30,00	3,99	3,63	100,00
C15-A30	57,41	30,00	9,47	3,12	100,00
C20-A30	51,68	30,00	15,02	3,30	100,00

**Nota 1:** Corresponde a la suma de clínker, caliza y yeso del cemento de referencia.

Fuente: Elaboración propia

Adicionalmente, se realizaron ensayos de FRX sobre muestras de polvo obtenidas a partir de las proporciones definidas en la Tabla 5-3 para cada mezcla, con el fin de verificar su composición química, particularmente, el contenido de SO<sub>3</sub> definido en cada una de estas.

## 5.2.2 Pasta de cemento

Inicialmente se fundieron probetas de pasta de cemento hidráulico en forma de galletas (Figura 5-8), con el fin de exponer estas a carbonatación acelerada en la cámara climática descrita en la sección 5.3.2. Esto con el fin de identificar la transformación de productos de la hidratación del cemento como el hidróxido de calcio durante el proceso de carbonatación mediante la ejecución de ensayos de DRX en muestras pulverizadas. La cantidad de agua utilizada fue la determinada mediante el ensayo de consistencia normal según la norma ASTM C187 [143]. También, el proceso de mezclado de la pasta de cemento se realizó de acuerdo con la norma ASTM C305 [162]. Además, las probetas fueron curadas en agua con hidróxido de calcio durante 28 días.

**Figura 5-8:** Probetas de pasta de cemento a carbonatar y para pruebas de DRX.



Fuente: Propia

### 5.2.3 Mortero

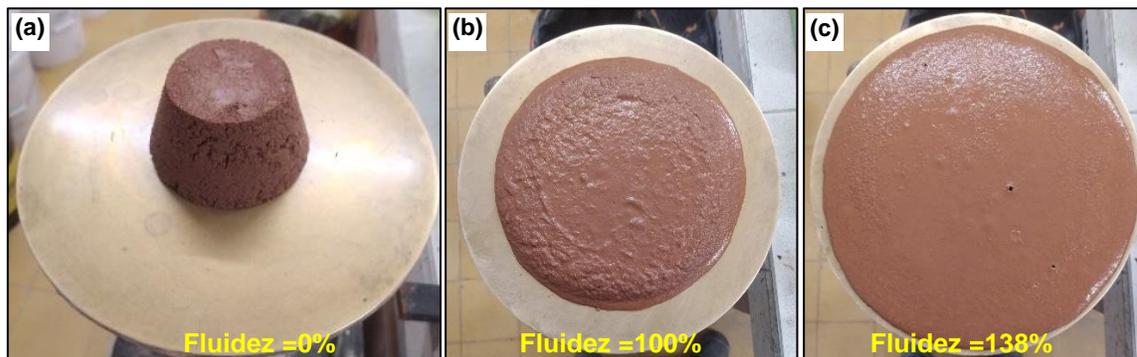
La metodología para el desarrollo del diseño de mezcla y fabricación y curado de los especímenes de los morteros de prueba se resumen en esta sección.

#### 5.2.3.1 Diseño de mezcla

Las mezclas de mortero para el desarrollo de la investigación fueron preparadas dosificando 1 parte de cemento por 2,75 de arena de Ottawa en masa, tanto para realizar la caracterización del cemento según la norma NTC 121 [136] como para los especímenes elaborados para evaluar la resistencia a la carbonatación en el mortero. Por su parte, la cantidad de agua de mezclado fue determinada como se describe a continuación:

- a) **Caracterización de cementos según norma NTC 121:** Para fabricar los especímenes utilizados para realizar la caracterización en términos de resistencia a la compresión en el mortero de cada cemento de prueba según las normas NTC 121 [136] y ASTM C109 [109], se determinó la cantidad de agua requerida para obtener una fluidez de  $110 \% \pm 5 \%$  mediante el ensayo de mesa de flujo de acuerdo con la norma ASTM C1437 [163] como se puede apreciar en la Figura 5-9.

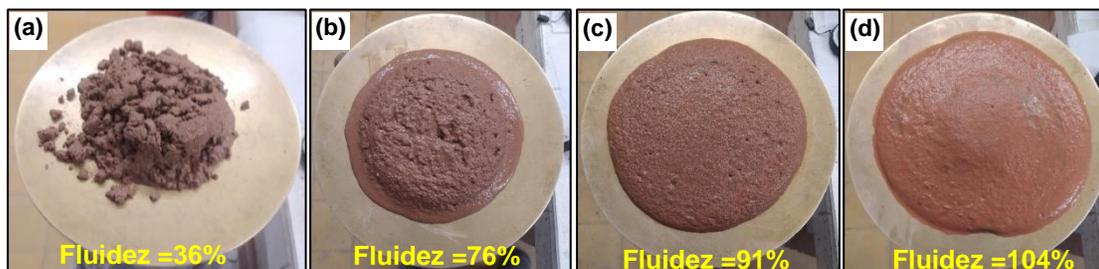
**Figura 5-9:** Ejemplo del ensayo de mesa de flujo para determinar demanda de agua en el mortero para mezcla C10-A20 para relación  $a/mc$  de (a) 0,50, (b) 0,59 y (c) 0,68.



Fuente: Propia

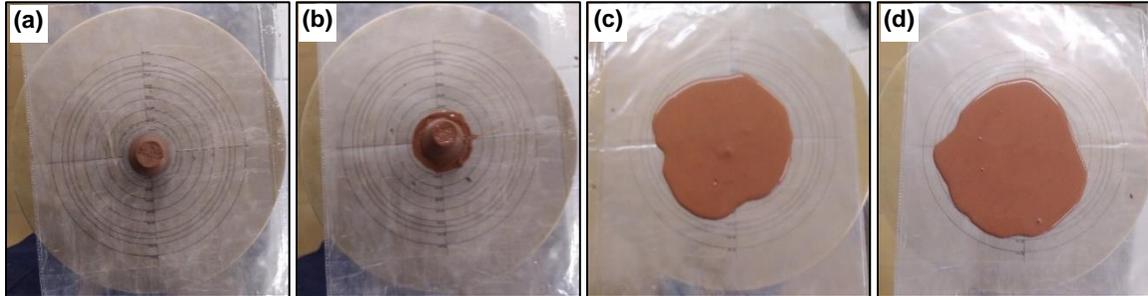
- b) Evaluación de la resistencia a la carbonatación en mortero:** Para fabricar los especímenes utilizados para evaluar la resistencia a la carbonatación en los morteros de prueba se usó una relación  $a/mc$  fija igual a 0,50. Sin embargo, teniendo en cuenta la presencia de SCM como la arcilla calcinada en el cemento, fue necesario el uso del aditivo reductor de agua descrito en la sección 4.4. La dosificación de este producto se determinó mediante pruebas en la mesa de flujo, evaluando diferentes dosis y seleccionado aquella con la cual se estimó una fluidez de  $100 \% \pm 5 \%$  en cada mezcla como se puede apreciar en la Figura 5-10. Adicionalmente, se llevaron a cabo pruebas de minislump en la pasta de cemento preparada con el agua determinada mediante consistencia normal (norma ASTM C187 [143]), con el fin de identificar la dosis de saturación del aditivo como se puede observar en la Figura 5-11.

**Figura 5-10:** Ensayos de mesa de flujo en mortero de mezcla C10-A20 con relación  $a/mc$  de 0,50 y usando diferentes dosis de aditivo respecto a masa de material cementante: (a) 0 %, (b) 0,12 %, (c) 0,24 % y (d) 0,36 %.



Fuente: Propia

**Figura 5-11:** Ensayos de minislump en pasta de mezcla C10-A30 preparada con agua de consistencia normal y para diferentes dosis de aditivo reductor de agua: (a) 0,0 %, (b) 0,3 %, (c) 0,6 % y (d) 0,9 %.



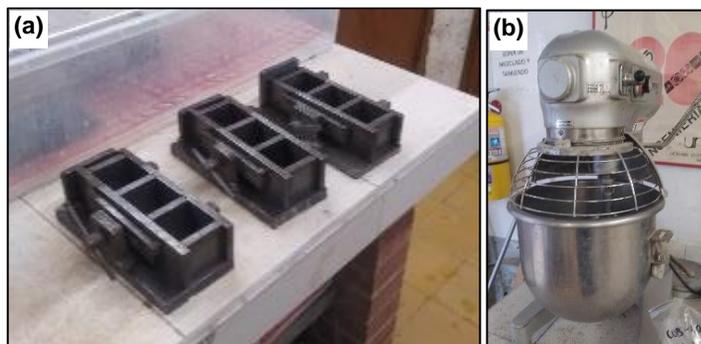
Fuente: Propia

De acuerdo con lo anterior, no se especificó una resistencia objetivo para las mezclas de mortero de cemento hidráulico, clasificando cada una de estas con base en la norma NTC 121 [136] en el caso a) y evaluando la incidencia de la carbonatación en el caso b).

### 5.2.3.2 Fabricación y curado de especímenes

Se fabricaron cubos de mortero de 50 mm de lado para la realización de ensayos de resistencia a la compresión según la norma ASTM C109 [109], utilizando moldes metálicos como se puede apreciar en la Figura 5-12. Para el mezclado de los componentes del mortero como lo son cemento, arena de Ottawa, agua y aditivo reductor de agua (especímenes para pruebas de carbonatación), se siguieron los lineamientos de la norma ASTM C305 [162] utilizando la mezcladora mecánica mostrada en la Figura 5-12.

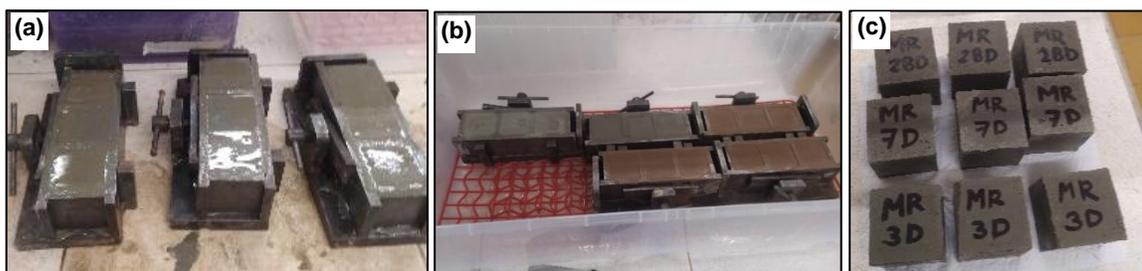
**Figura 5-12:** (a) moldes metálicos para cubos de 50 mm de lado y (b) mezcladora para elaborar mezclas de mortero.



Fuente: Propia

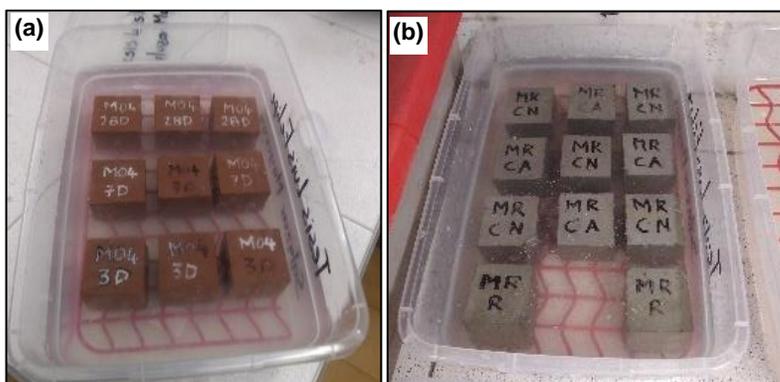
Finalizado el proceso de mezclado del mortero se procedieron a llenar los moldes mediante apisonado manual en dos capas compactando cada una de estas según el procedimiento especificado en la norma ASTM C109 [109] como se puede ver en la Figura 5-13. Luego, los moldes fueron colocados durante 1 día en un recipiente hermético húmedo, tiempo después del cual los cubos fueron desencofrados y marcados de acuerdo con el tipo de mezcla y edad proyectada de ensayo, como se puede apreciar en la Figura 5-13. Posterior al proceso de fundida y desencofrado de los cubos de mortero, estos fueron curados en recipientes herméticos llenos de agua a temperatura ambiente saturada con cal hasta la edad de ensayo, como se puede apreciar en la Figura 5-14.

**Figura 5-13:** (a) Llenado de moldes, (b) almacenamiento de cubos fundidos durante 1 día y (c) desencofrado de cubos de mortero.



Fuente: Propia

**Figura 5-14:** Curado de (a) especímenes de caracterización y (b) especímenes para pruebas de carbonatación de mezclas de morteros.



Fuente: Propia

En la Tabla 5-4 se presentan las cantidades de especímenes de los morteros de prueba fundidos y curados para el desarrollo de la investigación. De esta forma, se fabricaron un total de 180 cubos (30 por mezcla) de 50 mm de lado, con los cuales se realizó igual

número de ensayos de resistencia a la compresión (Figura 5-15) de acuerdo con la norma ASTM C109 [109].

**Tabla 5-4:** Cantidades de probetas de mortero por mezcla de cemento hidráulico.

Tipo de probeta	Edades de ensayo	Contenido de agua	Cantidad por edad de ensayo	Cantidad total por mezcla
Cubos de 50 mm de lado para caracterización según NTC 121	3 días, 7 días y 28 días desde fundida	Agua variable de acuerdo para fluidez de $110\% \pm 5\%$	3	9
Cubos de 50 mm de lado para pruebas de carbonatación	Control a 28 días de curado. 7 días, 28 días y 84 días de carbonatación natural y acelerada luego de 28 días de curado	Relación $a/mc = 0,50$ , uso de un aditivo superplastificante para fluidez de $100\% \pm 5\%$	3	21

Fuente: Elaboración propia

**Figura 5-15:** Ensayo de resistencia a la compresión en cubo de mortero.



Fuente: Propia

## 5.2.4 Concreto

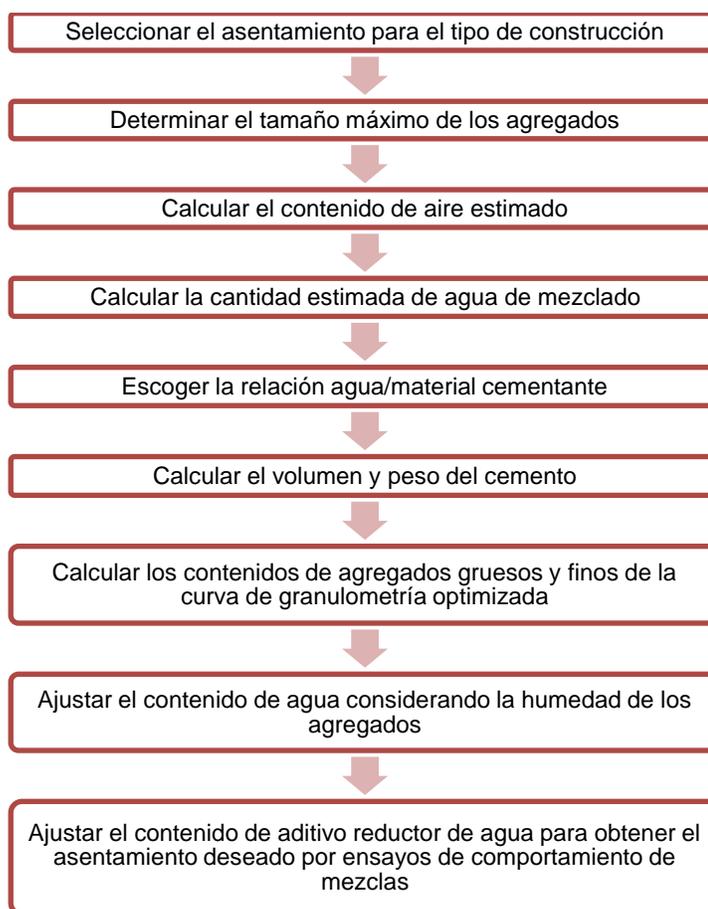
La metodología para el desarrollo del diseño de mezcla y la fabricación, curado y obtención de especímenes de los concretos de prueba se presenta en esta sección.

### 5.2.4.1 Diseño de mezcla

El diseño de mezcla de los concretos de prueba se realizó mediante el procedimiento propuesto por el ACI 211.1 [135] y resumido en la Figura 5-16. Es importante destacar que el diseño de mezcla se formuló inicialmente para la mezcla MR estableciendo una

resistencia a la compresión a 28 días objetivo de 21 MPa, un asentamiento de  $203,2 \text{ mm} \pm 25,4 \text{ mm}$  y una relación  $a/mc$  de 0,50. Para el caso de las mezclas de concretos LC3 se fijó la misma relación  $a/mc$  y asentamiento, utilizando dosis bajas de aditivo reductor de agua con las características descritas en la sección 4.4. Lo anterior para obtener el asentamiento deseado teniendo en cuenta la presencia de SCM como la arcilla calcinada.

**Figura 5-16:** Metodología para formulación de diseño de mezcla de concretos.



Fuente: Modificado de ACI 211.1 [135] y Barragán [131]

A continuación, se detallan los parámetros considerados en los diseños de mezclas de los concretos de prueba:

- A. Datos de entrada:** De acuerdo con la Figura 5-18, en la Tabla 5-5 se presentan los datos de entrada adoptados en la formulación del diseño de mezcla. Estos datos fueron definidos con base en las tablas de cada parámetro reportadas para el medio colombiano por Asocreto [48] y de acuerdo con la NSR-10.

**Tabla 5-5:** Parámetros definidos para diseño de mezcla de concreto.

Parámetro	Valor
Resistencia a la compresión especificada ( $f'_c$ )	21 MPa
Resistencia a la compresión requerida ( $f'_{cr}$ )	29,3 MPa
Asentamiento	203,2 mm (8 pulg.)
Relación agua/material cementante ( $a/mc$ )	0,50
Cantidad de agua de mezclado	210 L/m <sup>3</sup> de concreto

Fuente: Elaboración propia

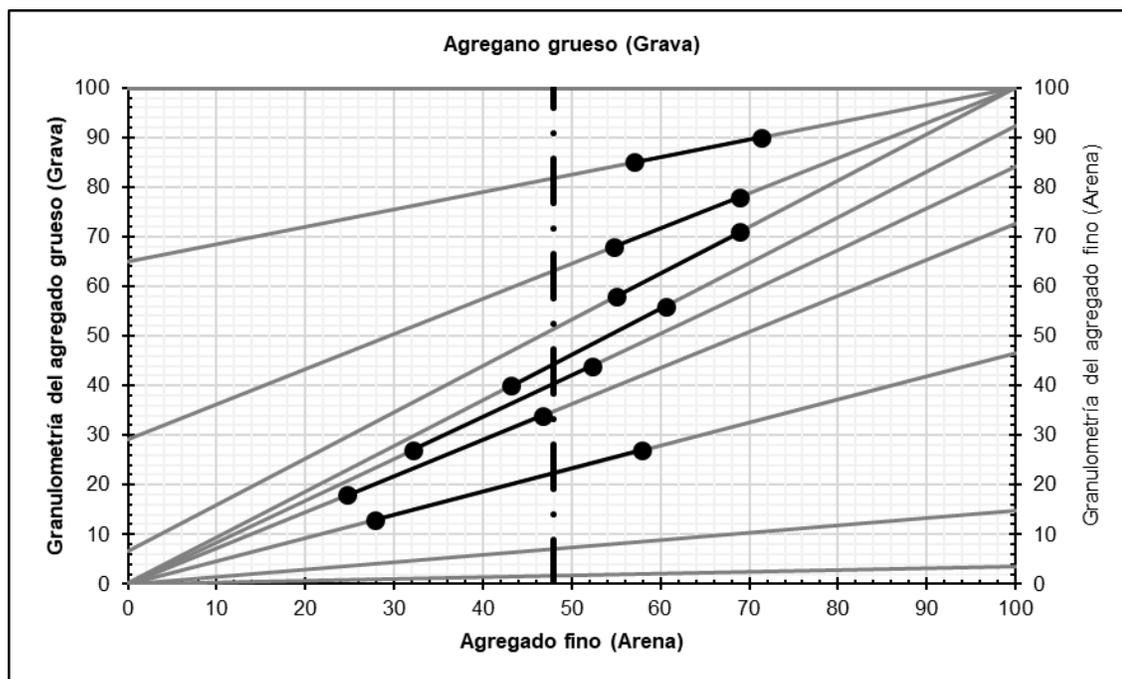
El asentamiento seleccionado permite obtener mezclas con una trabajabilidad alta y consistencia húmeda, utilizadas habitualmente en secciones con mucho refuerzo y donde los trabajos de colocación son difíciles. Además, el uso de arcilla calcinada en el cemento permite obtener mezclas más cohesivas, aunque modifican notablemente su trabajabilidad. También, una relación  $a/mc$  de 0,50 es habitualmente usada para obtener concretos con resistencias a la compresión a 28 días de 21 MPa o más, así como para concretos con grados de exposición al aire libre y en agua dulce. Por su parte, la cantidad de agua de mezclado propuesta se encuentra asociada al asentamiento deseado de 203,2 mm (8 pulg), así como al tamaño máximo nominal del agregado grueso de 25,4 mm (1 pulg) [48].

- B. Cálculo de cantidad de cemento:** Se adoptó una relación  $a/mc$  de 0,50 y un contenido de agua de 210 L por m<sup>3</sup> de concreto (ver Tabla 5-5), por lo que, la cantidad de cemento hidráulico por m<sup>3</sup> de concreto fue de 420 kg para todas las mezclas de concreto. Además, conocida la densidad del cemento, se calculó el contenido de este en volumen por m<sup>3</sup> de concreto.
- C. Optimización granulométrica:** Se tomó como referencia la metodología de la Road Note Laboratory (RNL) para definir las proporciones en masa de arena y grava en la mezcla de concreto según su granulometría (secciones 4.3.2 y 4.3.3). De esta forma, se determinaron las proporciones de cada agregado que permitieron cumplir algunas de las franjas granulométricas recomendadas para la gradación modificada de Fuller & Thomson (ver Tabla 5-6) [48], en función del tamaño máximo nominal de los agregados. El resultado de la optimización granulométrica se puede apreciar en la Figura 5-17 optando por utilizar un contenido de grava (52 %) un poco mayor respecto al contenido de arena (48 %), teniendo en cuenta que esto favorece la obtención del asentamiento especificado en la Tabla 5 5.

**Tabla 5-6:** Rangos granulométricos para gradación de Fuller & Thomson.

Tamiz		% que pasa de acuerdo con el tamaño nominal del agregado							
mm	pulg	25,4 mm (1 pulg.)		19,05mm (3/4 pulg.)		12,70mm (1/2 pulg.)		9,52 mm (3/8 pulg.)	
		LS	LI	LS	LI	LS	LI	LS	LI
25,40	1	100	100	100	100	100	100	100	100
19,05	3/4	90	85	100	100	100	100	100	100
12,70	1/2	78	68	87	80	100	100	100	100
9,525	3/8	71	58	78	68	90	85	100	100
4,763	No. 4	56	40	62	47	71	58	78	68
2,381	No. 8	44	27	48	32	55	40	61	46
1,191	No. 16	34	18	38	22	44	27	48	32
0,595	No. 30	27	13	30	15	34	19	38	22
0,298	No. 50	21	9	23	10	27	13	30	15
0,149	No. 100	17	6	18	7	21	9	23	10

Fuente: Tomada de Asocreto [48]

**Figura 5-17:** Optimización granulométrica de agregados para mezclas de concreto.

Fuente: Elaboración propia

**D. Estimación del contenido de agregados:** Se calculó la densidad promedio de los agregados teniendo en cuenta sus densidades aparentes y de acuerdo con la Ecuación 5-1.

Si la diferencia de las densidades de los agregados es  $\leq 5\%$ .

$$d_{prom} = \%_g d_g + \%_f d_f$$

Si la diferencia de las densidades de los agregados es  $> 5 \%$ :

$$d_{prom} = \frac{d_g * d_f}{\%_g d_g + \%_f d_f}$$

**Ecuación 5-1:** Densidad aparente promedio de agregados.

En donde  $d_{prom}$  = densidad aparente promedio de los agregados,  $d_g$  = densidad aparente de la grava,  $d_f$  = densidad aparente de la arena,  $\%_g$  = proporción de grava y  $\%_f$  = proporción de arena. Posteriormente, conocidas las proporciones en masa y volumen del agua y cemento por  $m^3$  de concreto, se calculó por sustracción la masa total de los agregados por  $m^3$  de concreto. De esta forma, a partir de las proporciones en masa de grava y arena definidas en el proceso de optimización granulométrica, se obtiene la masa por  $m^3$  de concreto para cada agregado.

- E. Cálculo del agua de exceso/defecto por humedad de agregados:** Teniendo en cuenta la humedad natural evaporable presente en los agregados y su absorción (sección 4.3.2 y 4.3.3), se calcula con base en la Ecuación 5-2 la cantidad de agua en exceso (aportada por los agregados) o en defecto (absorbida por el agregado durante el mezclado) que se requiere restar o sumar, respectivamente, a la cantidad de agua por  $m^3$  de concreto calculada inicialmente. Es importante destacar que, este proceso siempre se realizó previo a la fabricación de las mezclas de concreto de acuerdo con la condición de humedad presente en cada agregado.

$$A = M(H \pm Abs)$$

**Ecuación 5-2:** Ajuste de agua de mezclado por humedad de los agregados.

En donde  $A$  = agua en exceso o defecto respecto a la condición SSS,  $M$  = peso de la muestra seca de agregado,  $H$  = Humedad del agregado al tanto por uno y  $Abs$  = absorción del agregado al tanto por uno.

- F. Diseño de mezcla final:** Como resultado de la formulación de los diseños de mezcla de los concretos de prueba, en la Tabla 5-7 se presentan las proporciones finales en masa de cada uno de los constituyentes por  $m^3$  de concreto. Es importante destacar que el aditivo reductor de agua fue utilizado solamente en las mezclas con cementos con contenidos de arcilla calcinada del 30 %, como se puede apreciar en la Tabla 5-7.

**Tabla 5-7:** Proporciones finales en masa de materiales para mezclas de concreto por m<sup>3</sup>.

Mezcla	Relación a/mc	Cemento (kg/m <sup>3</sup> )	Agua <sup>1</sup> (kg/m <sup>3</sup> )	Grava <sup>2</sup> (kg/m <sup>3</sup> )	Arena <sup>2</sup> (kg/m <sup>3</sup> )	Aditivo <sup>3</sup> (kg/m <sup>3</sup> )	Aditivo <sup>3</sup> (ml/m <sup>3</sup> )
MR	0,50	420,0	166,2	869,6	835,2	0,00	0,0
C10-A10	0,50	420,0	166,6	862,9	828,8	0,00	0,0
C10-A20	0,50	420,0	160,5	862,7	830,5	0,00	0,0
C10-A30	0,50	420,0	160,8	858,4	826,4	0,38	350,0
C15-A30	0,50	420,0	166,0	854,4	826,2	0,34	311,1
C20-A30	0,50	420,0	166,1	853,3	825,2	0,42	388,9

**Nota 1:** Cantidad de agua ajustada de acuerdo con contenido de humedad de los agregados.

**Nota 2:** Condición SSS del agregado (sección 5.2.4.2).

**Nota 3:** Aditivo reductor de agua (superplastificante) con las características descritas en la sección 4.4.

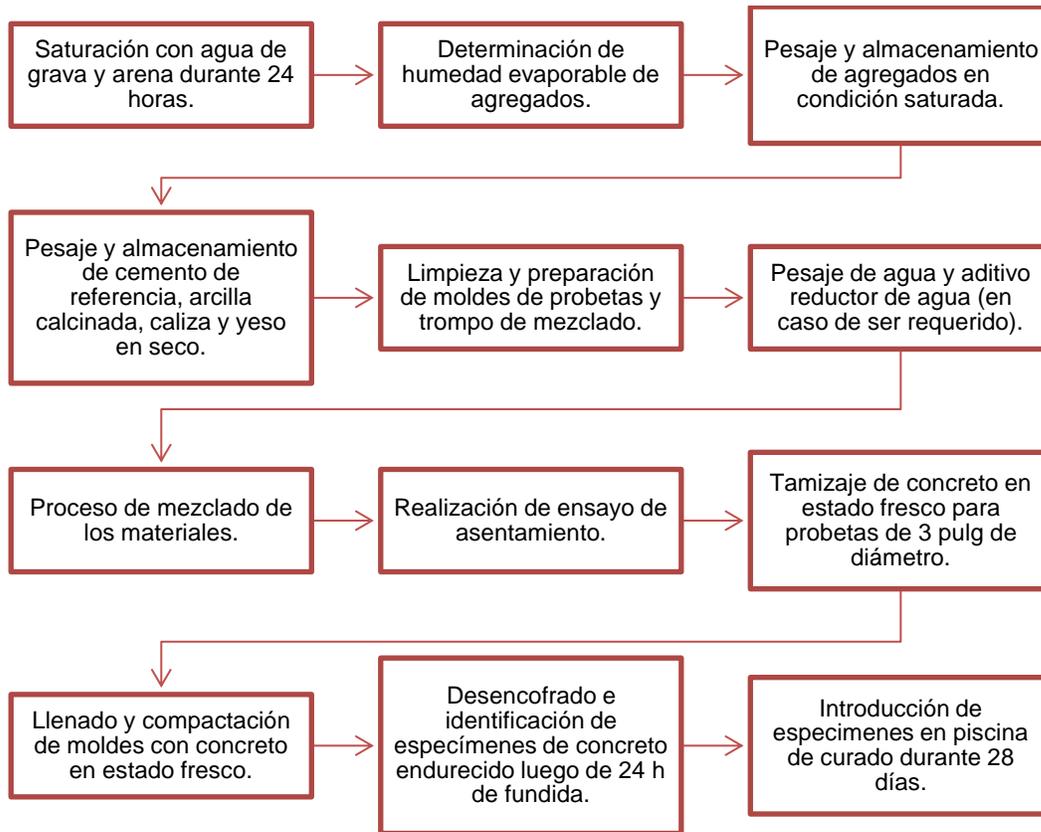
Fuente: Elaboración propia

Además, se elaboraron algunas mezclas de prueba verificando el cumplimiento de los parámetros de diseño y control establecidos en la formulación del diseño de mezcla.

#### 5.2.4.2 Fabricación y curado de especímenes

La elaboración de las mezclas de concreto se realizó de acuerdo con la norma ASTM C192 [113] y en la Figura 5-18 se describe la metodología desarrollada. Se prepararon y pesaron los materiales requeridos (ver Tabla 5-7) para batchadas de 30 L de concreto. Los agregados fueron saturados con agua 24 h antes de la elaboración de la mezcla, determinando la humedad evaporable de cada agregado y realizando el ajuste de agua de mezclado. El tiempo de mezclado fue de aproximadamente 4 min con el fin de lograr una adecuada homogenización de los materiales cementantes, utilizando una mezcladora de volteo lateral eléctrica de capacidad nominal de la tolva de 210 L y potencia de 850 Watts (ver Figura 5-19 b)), con capacidad de trabajo de hasta 40 L de concreto.

Cómo se puede apreciar en la Figura 5-20 (a), durante la elaboración de las mezclas de concreto se ejecutó el ensayo de asentamiento conforme a la norma ASTM C143 [164], con el fin de verificar la trabajabilidad del concreto prevista desde el diseño de mezcla. De esta forma, se fabricaron cilindros de concreto de 3 pulg. y 4 pulg. de diámetro con 4 pulg. y 8 pulg. de altura, respectivamente siguiendo el procedimiento especificado en la norma ASTM C31 [165] y como se puede observar en la Figura 5-20 (b). En el caso de las probetas de 3 pulg. de diámetro, se usó un molde especial de madera que permitió la colocación de una barra lisa de 6 mm de diámetro en el centro de la misma, como se ilustra en la Figura 5-21. De esta forma, se dejó aproximadamente una longitud de 4 cm de varilla descubierta y el resto fue pintada con el recubrimiento epóxico descrito en la sección 4.5.

**Figura 5-18:** Metodología para elaboración de mezclas de concreto.

Fuente: Elaboración propia

**Figura 5-19:** (a) pesaje y almacenamiento de grava saturada y (b) mezcladora de volteo lateral para elaboración de mezclas de concreto.

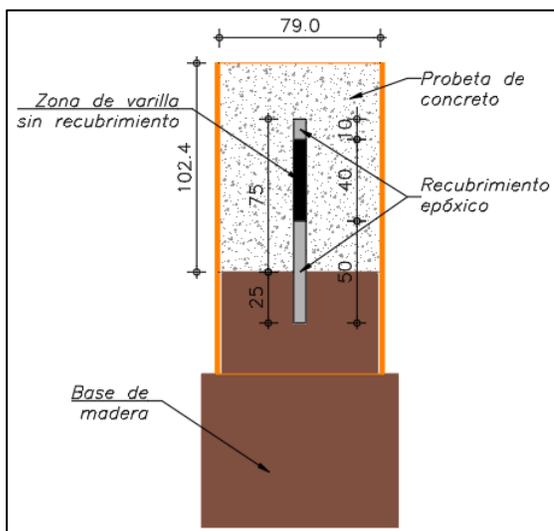
Fuente: Propia

**Figura 5-20:** (a) ensayo de asentamiento en mezcla de concreto fresco C10-A10 y (b) elaboración de cilindros de concreto de 4 pulg. y 3 pulg. de diámetro.



Fuente: Propia

**Figura 5-21:** Disposición de probeta de concreto de 3 pulg. de diámetro con barra lisa de 6 mm de diámetro en el centro.



Fuente: Elaboración propia

Luego de la fundida de los especímenes de concreto y permanecer en los moldes durante 24 h según la norma ASTM C192 [113], estos fueron desmoldados y marcados con el fin de identificarlos por tipo de mezcla y fecha de fundida, como se ilustra en la Figura 5-22 (a). Posteriormente, los especímenes de concreto fueron almacenados y curados durante 7 días y 28 días de acuerdo con el programa experimental de ensayos, sumergiéndolos en una piscina de agua con condiciones controladas de temperatura de  $23\text{ °C} \pm 2\text{ °C}$  de

acuerdo con la norma ASTM C511 [166], como se puede apreciar en la Figura 5-22 (b). También, se adicionó hidróxido de calcio al agua en la piscina de curado con el fin de mantener un pH alto y controlar la posible contaminación del agua por materia orgánica.

**Figura 5-22:** (a) desencofrado y marcaje y (b) curado en piscina de probetas de concreto.



Fuente: Propia

Se realizaron ensayos de resistencia a la compresión en cilindros de concreto a 7 días y 28 días de curado, de acuerdo con la norma ASTM C39 [115] y como se puede ver en la Figura 5-23. Para tal fin, se utilizó una máquina automática marca Controls para ensayos de compresión con capacidad de 1.500/150 kN, aplicación de carga/descarga electrónica, bomba hidráulica de dos etapas con presión máxima de trabajo de 650 bar y bastidor rígido rango algo con luz vertical de 380 mm (15 pulg.) y luz horizontal de 285 mm (11,2 pulg.).

**Figura 5-23:** Ensayo de resistencia a la compresión en cilindros de concreto.



Fuente: Propia

En total se fundieron 18 cilindros de concreto por cada mezcla para desarrollar los ensayos indicados en la Tabla 5-8.

**Tabla 5-8:** Cantidades de probetas de concreto por tipo de ensayo.

Tipo de probeta	Edades de ensayo	Cantidad por edad de ensayo	Cantidad total por mezcla
Cilindro de 4 pulg. de diámetro	7 días y 28 días desde fundida	3	6
Cilindro de 4 pulg. de diámetro	7 días, 28 días, 70 días y 112 días de carbonatación acelerada luego de 28 días de curado	3	3
Cilindro de 4 pulg. de diámetro	Carbonatación natural luego de 28 días de curado	3	3
Cilindro de 3 pulg. de diámetro	Corrosión desde 7 días hasta 203 días de carbonatación acelerada luego de 28 días de curado	3	3
Cilindro de 3 pulg. de diámetro	Corrosión desde 7 días hasta 203 días de carbonatación natural luego de 28 días de curado	3	3

Fuente: Elaboración propia

### 5.2.4.3 Obtención de probetas

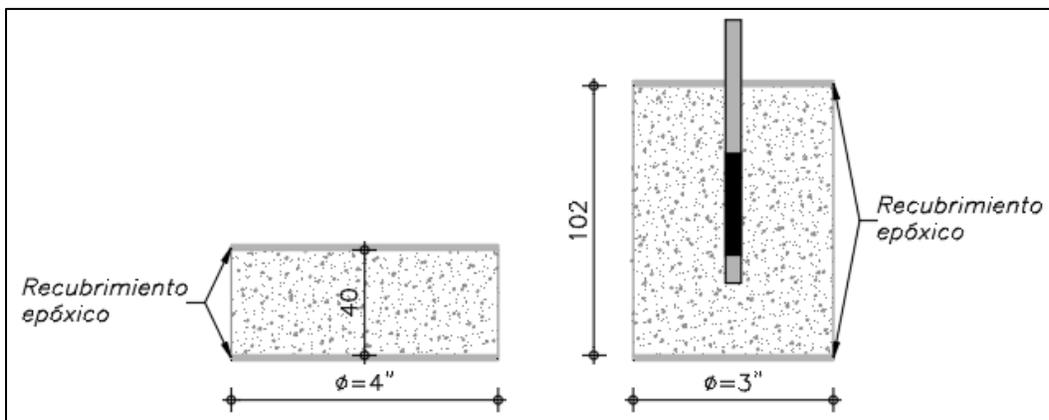
En el caso de las probetas a utilizar en las pruebas de carbonatación, luego del proceso de curado por 28 días se obtuvieron discos de 4 cm de altura utilizando la cortadora de disco mostrada en la Figura 5-24. Este proceso se realizó con el fin de minimizar posibles alteraciones en las lecturas de profundidad del frente de carbonatación, que pueden ocurrir cuando se realiza el corte de una parte del cilindro ya que se requiere el uso de agua para refrigerar la cortadora. Además, es importante destacar que el proceso de corte de los cilindros de concreto fue realizado por personal calificado del laboratorio conforme a las normas de seguridad y salud en el trabajo vigentes.

**Figura 5-24:** Cortadora de disco de diamante refrigerada con agua.

Fuente: Tomada de Barragán [131]

Las superficies superior e inferior de los discos de 4 pulg. de diámetro y los cilindros de 3 pulg. de diámetro con barras lisas de 6 mm de diámetro fueron pintadas con recubrimiento epóxico (ver Figura 5-25). En ambos casos, se buscó controlar el ingreso del  $\text{CO}_2$  en las pruebas de la carbonatación a las probetas de concreto únicamente en el sentido diametral de cada probeta. Para realizar la aplicación del recubrimiento epóxico, las probetas se dejaron secar al aire durante 2 días como se muestra en la Figura 5-26.

**Figura 5-25:** Geometría y aplicación de recubrimiento epóxico en discos de concreto de 40 mm de altura (izq.) y cilindros de 3 pulg. diámetro con barras de acero de 6 mm de diámetro (der.).



Fuente: Propia

**Figura 5-26:** Secado y aplicación de pintura epóxica en probetas de concreto.



Fuente: Propia

Además, se tomaron algunas probetas para realizar ensayos de densidad aparente y contenido de vacíos de acuerdo con las normas ASTM C642 [167] y ASTM C1202 [168], siguiendo el procedimiento descrito a continuación:

1. Se tomaron discos de 40 mm de altura y cerca de 800 g de masa como muestras de ensayo y por cada mezcla (ver Figura 5-27 (a)).
2. Cada probeta fue introducida en un horno a una temperatura entre 100 °C y 110 °C durante 24 h (ver Figura 5-27 (b)), con el fin de determinar su masa seca luego de dejar el espécimen secar al aire fresco y seco (ver Figura 5-27 (c)).
3. Posteriormente, se llevó a cabo el procedimiento establecido en la norma ASTM C1202 [168] para saturar los poros de cada probeta:
  - a. Se introdujo la muestra en un desecador conectado a una bomba de vacío inicialmente durante 3 h con el fin de extraer el aire de los poros de esta.
  - b. Se introdujo agua previamente hervida a través de una manguera a la cámara, prolongando la extracción de aire por 1 h.
  - c. Se dejó cada probeta saturando en agua al interior de la cámara de vacío por un periodo de 18 h  $\pm$  4 h (ver Figura 5-27 (d)).
  - d. Se extrajo la probeta de la cámara de vacío y se determinó su masa saturada y seca superficialmente (ver Figura 5-27 (e)).
4. Finalmente, se introdujo la probeta en un recipiente con agua conectado mediante un cable a una balanza, determinando así su masa sumergida (ver Figura 5-27 (f)).

De esta forma, se presentan las ecuaciones para calcular la absorción, el contenido de vacíos y las densidades a partir de la determinación de las masas descritas anteriormente:

$$\%Absorción = \frac{m_{sss} - m_s}{m_s}$$

**Ecuación 5-3:** Cálculo del porcentaje de absorción del concreto.

$$d_{seca} = \frac{m_s}{m_{sss} - m_{sum}} * 1000$$

**Ecuación 5-4:** Calculo de la densidad relativa seca del concreto.

$$d_{aparente} = \frac{m_s}{m_s - m_{sum}} * 1000$$

**Ecuación 5-5:** Densidad relativa aparente del concreto.

$$\% \text{ volumen de poros permeable} = \frac{d_{seca} - d_{aparente}}{d_{seca}}$$

**Ecuación 5-6:** Cálculo del porcentaje de volumen de poros permeables del concreto.

En donde  $m_s$  = masa seca,  $m_{sss}$  = masa saturada y superficialmente seca,  $m_{sum}$  = masa sumergida,  $d_{seca}$  = densidad seca y  $d_{aparente}$  = densidad aparente.

**Figura 5-27:** Realización de ensayos de densidad aparente y contenido de vacíos en concreto endurecido: (a) probetas de ensayo, (b) secado en el horno de probetas, (c) determinación de masa seca, (d) procedimiento de saturación de poros de probetas, (e) determinación de masa saturada y seca superficialmente y (f) determinación de masa sumergida.



Fuente: Propia

## 5.3 Fase 3: evaluación de la resistencia a la corrosión debida a la carbonatación

Se presenta en esta sección la metodología desarrollada para llevar a cabo la evaluación de la resistencia a la corrosión debida a carbonatación (fase 3) en los concretos de prueba, a partir de las probetas fabricadas, curadas y obtenidas en la fase 2.

### 5.3.1 Acondicionamiento de especímenes de ensayo

Todas las probetas utilizadas para realizar ensayos de carbonatación en pastas, morteros y concretos fueron sometidas a un proceso de acondicionamiento que consistió en el secado en laboratorio al aire y a temperatura ambiente durante un periodo de 14 días, siguiendo los lineamientos de la norma BS EN 12390:12 [124] (ver Figura 5-28).

**Figura 5-28:** Acondicionamiento de cubos de mortero para pruebas de carbonatación.



Fuente: Propia

### 5.3.2 Condiciones de carbonatación

Las pruebas de carbonatación se realizaron considerando dos condiciones de exposición:

1. **Condición acelerada:** Los especímenes de ensayo fueron introducidos a una cámara de almacenamiento climática (ver Figura 5-29) con las características descritas en la Tabla 5-9. Este dispositivo fue programado para tener las siguientes condiciones de acuerdo con la norma BS EN 12390:12 [124]: concentración de  $\text{CO}_2$  del 3 %, humedad relativa del 60 % y temperatura de 20 °C. Durante la ejecución de los ensayos se registraron las condiciones presentadas en la Figura 5-30:

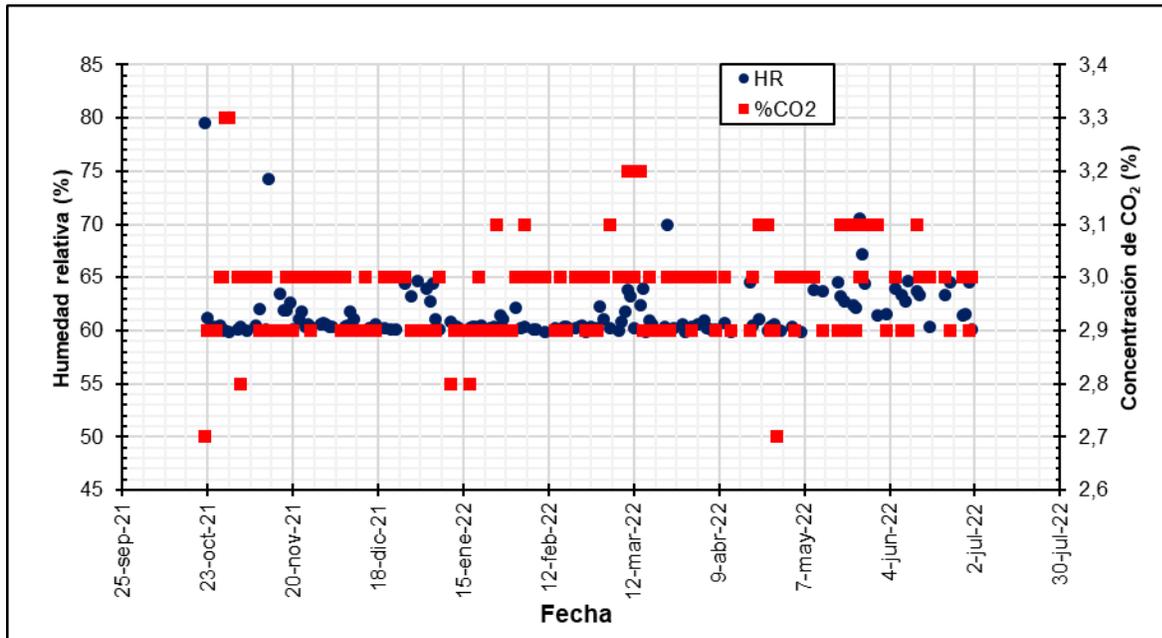
- a. Temperatura: Promedio: 19,84 °C; Desviación estándar: 0,26 °C.
- b. Humedad relativa: Promedio: 61,51 %; Desviación estándar: 2,57 %.
- c. Concentración CO<sub>2</sub>: Promedio: 2,96 %; Desviación estándar: 0,09 %.

**Figura 5-29:** Cámara climática para pruebas de carbonatación acelerada.



Fuente: Propia

**Figura 5-30:** Registro de condiciones de humedad relativa y concentración de CO<sub>2</sub> en cámara de carbonatación (método acelerado).



Fuente: Elaboración propia

**Tabla 5-9:** Características técnicas de cámara para pruebas de carbonatación acelerada.

Capacidad	115 L
Ancho interno	600 mm
Alto interno	480 mm
Profundidad interna	450 mm
No. de bandejas	2
No. de puertas exteriores	1
No. de puertas interiores en vidrio	1
Voltaje a.c. (con neutro y tierra) 60Hz	110
Rango de temperatura climática	10 °C ~ 60 °C ± 2 C°
Sensor de temperatura	Pt 100 x unidades
Rango de humedad climática	40 % ~ 90 % ± 5 %
Sensor de humedad	Capacitivo ± 2 %
Sensor de CO <sub>2</sub>	Sensor infrarrojo rango 0 % al 20 % Precisión ± 1.5 %
Control de CO <sub>2</sub>	Válvula solenoide de ¼" para control PID de la concentración de CO <sub>2</sub> al interior de la cámara

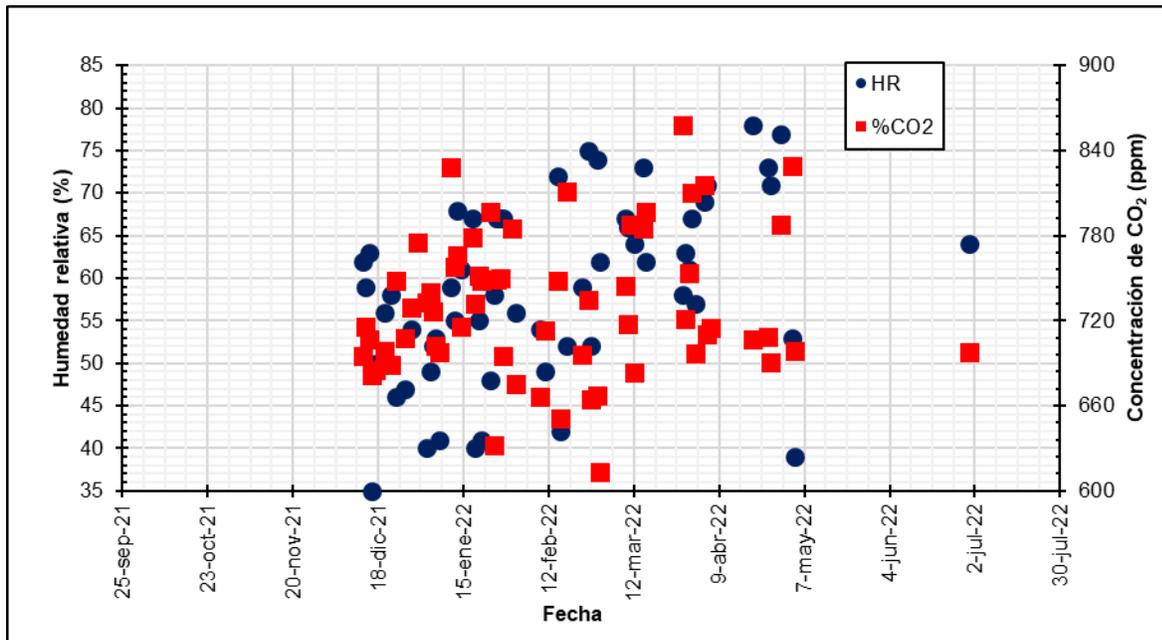
Fuente: DiEs [169]

**2. Condición natural:** Los especímenes de ensayo fueron colocados en el patio del laboratorio a exposición de carbonatación natural, esto es, bajo las condiciones ambientales presentes en el sitio de ubicación. Para conocer las condiciones de exposición se utilizó un detector de CO<sub>2</sub> termohigrómetro, tomando lecturas aleatorias durante el tiempo de exposición de las probetas (ver Figura 5-31). En este sentido, se registraron las siguientes condiciones:

- a. Temperatura: Promedio: 16,58 °C; Desviación estándar: 2,43 °C.
- b. Humedad relativa: Promedio: 58,21 %; Desviación estándar: 12,08 %.
- c. Concentración CO<sub>2</sub>: Promedio: 730,3 ppm;  
Desviación estándar: 50,4 ppm.

En la Figura 5-31 se puede apreciar el registro temporal de las condiciones de humedad relativa y concentración de CO<sub>2</sub> en el patio del laboratorio. Es importante destacar que en condiciones ambientales existe una gran variabilidad de humedad relativa, temperatura y concentración de CO<sub>2</sub> respecto al método acelerado usando un equipo de condiciones controladas. Además, se puede ver que la concentración de CO<sub>2</sub> registrada en el patio del laboratorio es cerca de 40 veces inferior, respecto a la concentración utilizada al interior de la cámara climática del método de acelerado. Este es uno de los factores que hacen que el proceso en carbonatación natural sea muy lento.

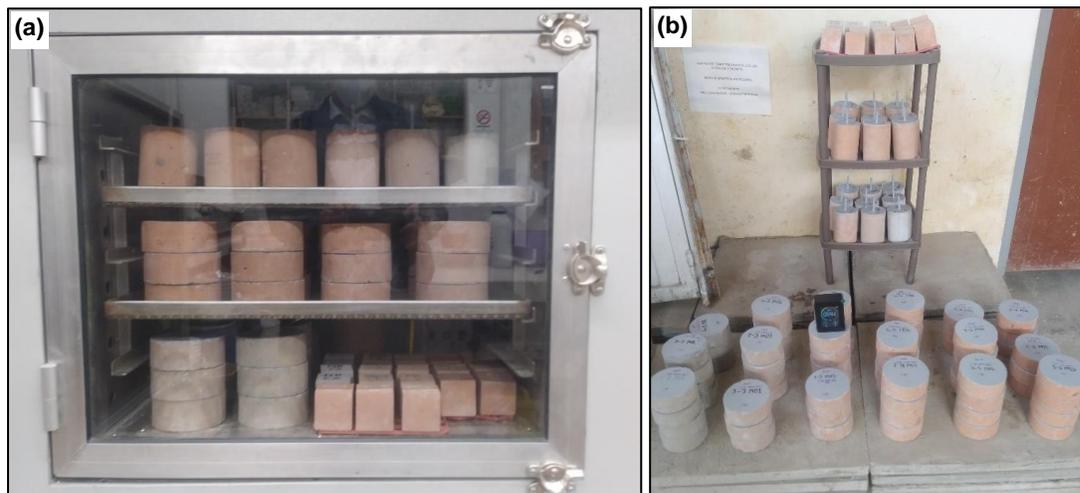
**Figura 5-31:** Registro de condiciones de humedad relativa y concentración de CO<sub>2</sub> en patio de laboratorio (carbonatación natural).



Fuente: Propia

En la Figura 5-32 (a) y (b) se pueden apreciar probetas de concreto y morteros expuestas a carbonatación acelerada (cámara climática) y natural (patio de laboratorio), respectivamente.

**Figura 5-32:** Probetas de mortero y concreto expuestas a: (a) carbonatación acelerada en cámara climática y (b) carbonatación natural en patio de laboratorio.



Fuente: Propia

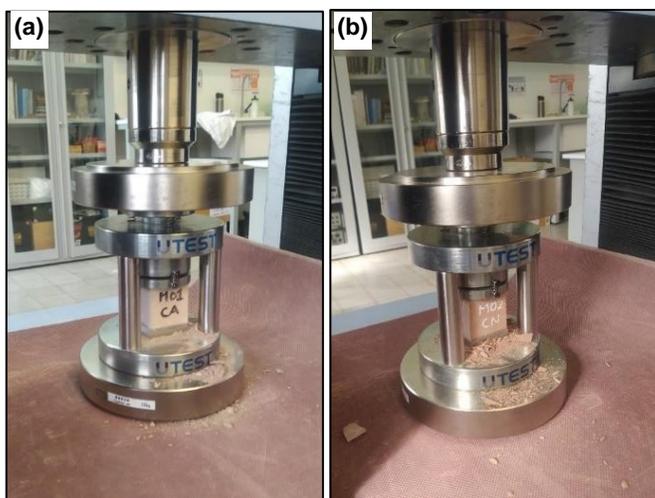
### 5.3.3 Efectos de la carbonatación en la pasta de cemento

Para identificar los efectos producidos por la carbonatación en la pasta de cemento de las mezclas de prueba se realizaron ensayos de DRX (sección 5.2.2). Luego de 28 días de curado las muestras fueron expuestas a carbonatación acelerada (sección 5.3.2) y se tomaron muestras a 0 días (sin carbonatar), 7 días y 28 días de exposición, las cuales fueron pulverizadas hasta obtener unos 15 g de polvo con un 100 % de pasa Tamiz No. 50 (300  $\mu\text{m}$ ). Sobre cada muestra se identificó la presencia y transformación de los productos principales de la hidratación del cemento como el hidróxido de calcio en otros productos como el carbonato de calcio durante el proceso de carbonatación.

### 5.3.4 Efecto de la carbonatación en el mortero

Se realizaron pruebas de resistencia a la compresión en cubos de mortero de acuerdo con la norma ASTM C109 [109] en probetas expuestas a 7 días, 28 días y 84 días de carbonatación acelerada y natural, como se puede observar en la Figura 5-33. La finalidad de estas pruebas fue evaluar el impacto de la carbonatación en el desarrollo de la resistencia a la compresión en el mortero, comparando el desempeño entre las diferentes mezclas de prueba.

**Figura 5-33:** Ensayo de resistencia a la compresión en cubos de mortero expuestos a carbonatación (a) acelerada y (b) natural.



Fuente: Propia

### 5.3.5 Resistencia a la carbonatación en el mortero y concreto

La profundidad de carbonatación en los morteros y concretos de prueba se midió aplicando una solución de fenolftaleína (sección 2.7) de acuerdo con la norma BS EN 12390-12 [124]. En la Figura 5-34 se puede apreciar la falla de un disco de concreto mediante un ensayo de tracción indirecta, en el cual la probeta se rompe en el sentido del avance del frente de  $\text{CO}_2$  dejando expuesta dos superficies sobre las cuales se puede medir este. Para el caso de los especímenes de mortero, se tomaron los cubos fallados en ensayos de resistencia a la compresión (sección 5.3.4). Las edades de ensayo para cada condición de exposición se presentan en la Tabla 5-10 y en función del tipo de probeta, se registraron varias lecturas como se ilustra en la Figura 5-35, siguiendo los lineamientos de la norma BS EN 12390-12 [124]. También, se tuvieron en cuenta las consideraciones relacionadas con la presencia de agregados o vacíos llenos de aire en el frente de carbonatación (sección 2.8).

**Figura 5-34:** Ensayo de tracción indirecta en disco de concreto para medir la profundidad del frente de carbonatación.



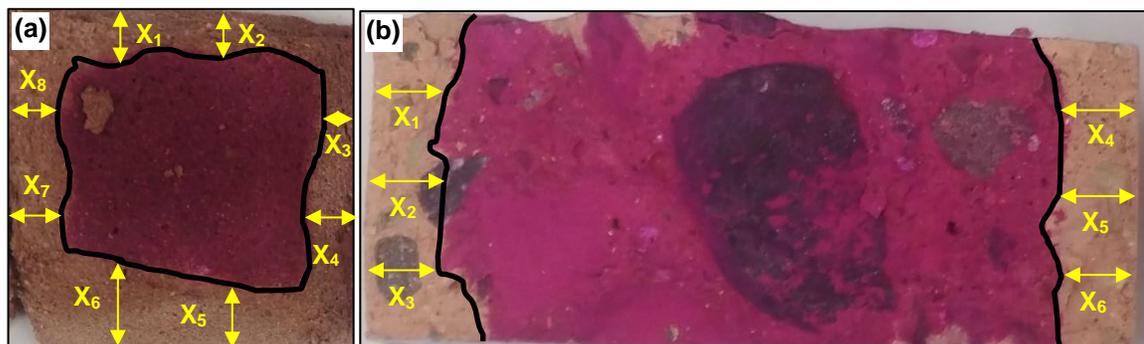
Fuente: Propia

**Tabla 5-10:** Condiciones y edades de ensayo de profundidad del frente de carbonatación.

Probeta	Tipo	Condición de carbonatación	Edad de ensayo (días de exposición)
Cubo de 50mm de lado	Mortero	Acelerada	7, 28
Disco de 4pulg de diámetro y 40mm de altura	Concreto	Acelerada	7, 28, 70 y 112
Disco de 4pulg de diámetro y 40mm de altura	Concreto	Natural	35, 196 y 203

Fuente: Elaboración propia

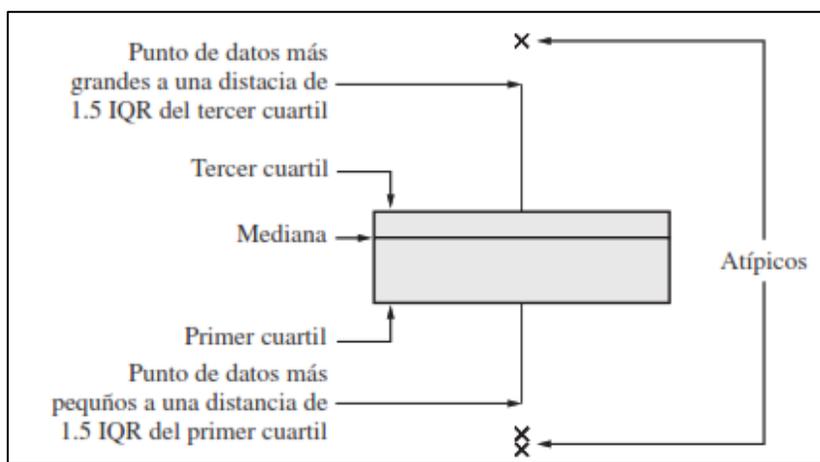
**Figura 5-35:** Medidas de profundidad del frente de carbonatación en probetas de (a) mortero y (b) concreto.



Fuente: Elaboración propia

Como se muestra en la Figura 5-35 durante las pruebas de carbonatación se toman múltiples lecturas por lo que es necesario realizar un tratamiento estadístico al conjunto de datos resultante. Para tal fin, se puede utilizar un diagrama de caja y bigotes, el cual constituye una gráfica que incluye la mediana, el primer y el tercer cuartil y cualquier dato atípico que se presente en una muestra de datos. Los datos atípicos se definen como puntos que son inusualmente grandes o pequeños. En este sentido, se considera un dato atípico o como aquel que está a más de 1,5 veces el rango intercuartil (IQR) por arriba del tercer cuartil, o que está a más de  $1,5IQR$  por debajo del primer cuartil. IQR corresponde a la diferencia entre el tercer y el primer cuartil [170]. De esta forma, los datos atípicos resultantes de la ejecución de las pruebas de carbonatación se descartan mediante el uso de un diagrama de caja y bigotes como el mostrado en la Figura 5-36.

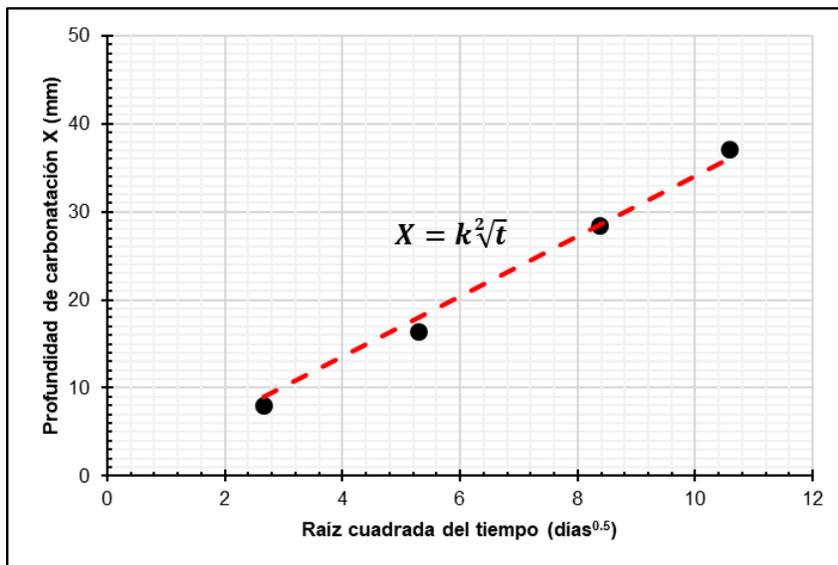
**Figura 5-36:** Anatomía de un diagrama de caja y bigotes.



Fuente: Tomado de Navidi [170]

Para cada probeta y edad de ensayo se obtuvo un conjunto de lecturas de profundidad del frente de carbonatación y, a partir del tratamiento estadístico con el diagrama de caja y bigotes (Figura 5-36), se obtiene un valor promedio y desviación estándar de cada uno de estos. Con los resultados obtenidos se procedió entonces a realizar un ajuste por mínimos cuadrados (Figura 5-37) de acuerdo con el modelo de carbonatación simplificado considerado en la Ecuación 2-1, en el cual la profundidad de carbonatación ( $X$ ) es directamente proporcional a la raíz cuadrada del tiempo ( $t$ ). La relación entre estas variables está dada por la tasa de carbonatación ( $k$ ), la cual se puede asemejar a la velocidad a la cual se carbonata el mortero o el concreto. El parámetro  $k$  permite comparar el desempeño entre diferentes mezclas de mortero y concreto respecto a la resistencia a la carbonatación, así como comparar diferentes condiciones de exposición.

**Figura 5-37:** Ajuste de lecturas de profundidad de carbonatación a modelo simplificado.



Fuente: Elaboración propia

### 5.3.6 Resistencia a la corrosión debida a carbonatación en el concreto

Para evaluar la resistencia a la corrosión debida a carbonatación en los concretos de prueba, se llevaron a cabo pruebas de espectroscopia de impedancia electroquímica (EIS) y resistencia a la polarización lineal (LPR), según los fundamentos teóricos expuestos en la sección 2.8. Para la ejecución de estos ensayos se utilizó el potenciostato/galvanostato referencia 600+ y marca Gamry de alto desempeño (ver Figura 5-38). Este equipo está

diseñado para mediciones rápidas de baja corriente y permite la realización de ensayos con múltiples técnicas electroquímicas, así como tiene las especificaciones técnicas presentadas en la Tabla 5-11. De igual forma, para la ejecución de las pruebas de EIS y LPR se utilizó la jaula de Faraday mostrada en la Figura 5-38 con el objeto de reducir cualquier efecto electrostático que pudiera alterar las mediciones.

**Tabla 5-11:** Especificaciones técnicas de potencióstato/galvanostato.

Sistema		Amplificador de control	
Potenciostato	Si	Voltaje de cumplimiento	$\pm 22V$
Galvanostato	Si	<b>Medición de EIS</b>	
Amperímetro de resistencia cero	Si	EIS	10 $\mu\text{Hz}$ – 5 MHz
Aislamiento de tierra	Si	Amplitud de voltaje AC	Máximo 3 V
Conexiones celulares	2, 3, 4, 5 o 6	Amplitud de corriente AC	Máximo 600 mA
Corriente máxima	$\pm 600$ mA	<b>Potencial</b>	
Rangos actuales	11 (60 pA – 600 mA)	Precisión aplicada	$\pm$ mV + 0,2% de configuración
Resolución de corriente mínima	20 aA	Resolución aplicada	200 $\mu\text{V}$ , 50 mV, 12,5 $\mu\text{V/bit}$
Potencial máximo aplicado	$\pm 11$ V	Precisión de medida	$\pm$ mV+0,2 % de lectura
Tiempo de subida	<250 ns	Resolución de medida	1 $\mu\text{V}$ , 10 $\mu\text{V}$ , 100 $\mu\text{V}$ , 400 $\mu\text{V/bit}$
Base de tiempo mínima	3,333 $\mu\text{s}$	<b>Corriente</b>	
Ruido y ondulación	< $\mu\text{V}_{\text{rms}}$	Precisión aplicada/medida	$\pm 10$ pA $\pm 0.05$ % de rango $\pm 0,2$ % de valor (600 mA - 6 nA) o 0,75 % de valor (600 pA) o 1,5 % de valor (60 pA)
Peso	3 kg	Resolución aplicada/medida	0,003% escala completa/bit
Dimensiones	9 cm (ancho) x 19 cm (alto) x 27 (profundidad) cm	Ancho de banda	>10 MHz (600 mA – 600 $\mu\text{A}$ ) > 0.15 MHz (6 $\mu\text{A}$ )

Fuente: Gamry Instruments [171]

**Figura 5-38:** Potenciostato/galvanostato (izq.) y jaula de Faraday (der.).



Fuente: Propia

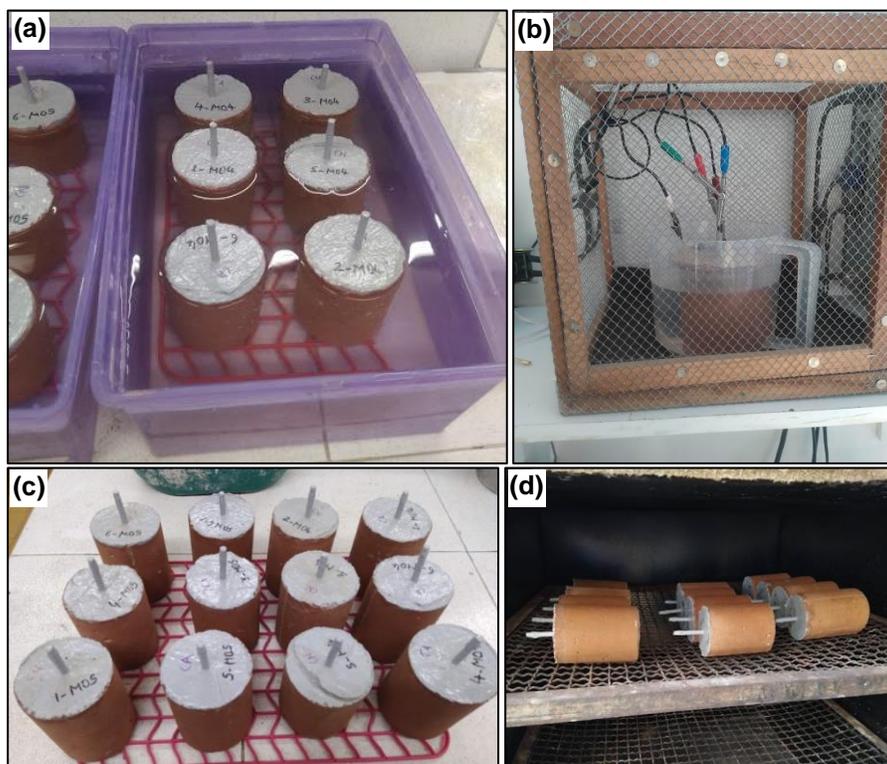
Para la ejecución de las pruebas para evaluar el estado del acero de refuerzo como producto de exponer los concretos de prueba a un proceso de carbonatación, se desarrolló la siguiente metodología para cada edad de ensayo, teniendo en cuenta lo reportado al respecto en diversas investigaciones como Obando [133], Aguirre-Guerrero [130], Bermúdez [172] y Barragán [131]:

1. Se extrajeron las probetas de la cámara climática o se recogieron del patio del laboratorio de acuerdo con la condición de exposición de carbonatación acelerada o natural, respectivamente, y fueron sumergidas en un recipiente con agua a temperatura ambiente (ver Figura 5-39 (a)) durante las 24 h previas a la ejecución del ensayo, con el objeto de saturar los poros del espécimen de concreto.
2. Se preparó una solución salina con NaCl de alta pureza al 3 % en masa con agua destilada, la cual funciona como electrolito de la celda electroquímica.
3. Se desnudó la parte superior de la barra de acero de la probeta de concreto, retirando el recubrimiento epóxico que protege la barra en una longitud de 5 mm.
4. Se encendió el equipo y se dejó en reposo al menos durante 30 min con el fin de lograr un adecuado acondicionamiento del mismo.
5. Se introdujo el espécimen de ensayo en un recipiente plástico con la solución salina y se realizó el montaje de cada uno de los electrodos (ver Figura 5-39 (b)), utilizando los siguientes electrodos en el montaje (ver Figura 5-40):
  - a. Electrodo de trabajo: Corresponde a la barra de acero de la probeta y consta de dos terminales de color azul y verde que se conectan a esta.
  - b. Contraelectrodo: Corresponde a una barra de grafito que cuenta con dos terminales de color rojo y naranja que se conectan a esta.
  - c. Electrodo de referencia: Se uso un electrodo de calomel saturado estándar (SCE), el cual se basa en la reacción entre mercurio elemental y cloruro de mercurio  $Hg_2Cl_2$  y puede mantener un potencial constante durante la ejecución de las pruebas. En este caso, el electrodo de referencia se conecta al terminal blanco del equipo.
  - d. Cables auxiliares: Se colocaron un par de cables auxiliares con terminales negros los cuales se conectan a la jaula de Faraday y que actúan como puesta a tierra, con el fin de reducir el ruido electromagnético externo.

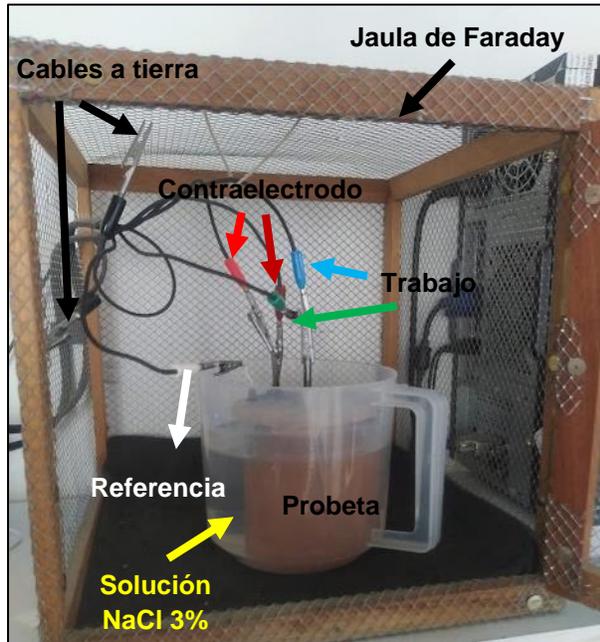
Es importante destacar que tanto para los ensayos de EIS y LPR, el espécimen permanece al interior de la jaula de Faraday.

6. Se ejecutaron los ensayos de EIS y LPR de acuerdo con las configuraciones presentadas en la Tabla 5-12 y la Tabla 5-13, respectivamente. Es importante destacar que, se dejó una ventana de tiempo de al menos 30 min entre ensayos de EIS y LPR en una misma probeta, ejecutando primero el ensayo EIS teniendo en cuenta que, al ejecutar el ensayo de LPR (corriente continua) se produce la “polarización” de la barra de acero.
7. Finalizada la prueba, se procedió a secar y aplicar pintura epóxica a la parte superior de la barra de la probeta expuesta previamente (ver Figura 5-39 (c)). Posteriormente, se introdujo cada probeta en un horno a una temperatura de  $40\text{ }^{\circ}\text{C} \pm 5\text{ }^{\circ}\text{C}$  (ver Figura 5-39 (d)) con el fin de acondicionar cada una de estas para su introducción de nuevo en la cámara climática en condición de carbonatación acelerada o dejar estas en el patio del laboratorio en condición de carbonatación natural.

**Figura 5-39:** Ejecución de pruebas de EIS y LPR: (a) preparación de probetas, (b) ejecución de ensayo, (c) aplicación de pintura en barras de acero, y (d) secado en horno de probetas.



Fuente: Propia

**Figura 5-40:** Montaje experimental de electrodos para pruebas de EIS y LPR.

Fuente: Propia

Respecto a la configuración de las pruebas EIS y LPR, en la Tabla 5-12 y la Tabla 5-13, se presenta los parámetros considerados en la ejecución de cada prueba, respectivamente. En cuanto a las edades de ensayo, se efectuaron pruebas de EIS y LPR a 7 días, 28 días, 49 días, 70 días, 91 días, 112 días, 140 días, 168 días y 203 días desde el inicio del proceso de exposición a condiciones de carbonatación natural o acelerada. Sin embargo, estas edades no corresponden exactamente a los días de exposición a carbonatación considerando que, de acuerdo con la metodología planteada anteriormente, se requiere cerca de 1 día de preparación de las probetas antes de la ejecución de las pruebas de EIS y LPR, así como 1 día de reacondicionamiento para continuar el proceso de exposición a carbonatación de estas. Estos tiempos muertos se tuvieron cuenta en la recopilación y análisis de los resultados.

**Tabla 5-12:** Parámetros definidos para ejecución de ensayos de EIS.

<b>Voltaje DC</b>	Versus potencial de reposo ( $E_{oc}$ )
<b>Voltaje AC</b>	10 mV <sub>rms</sub>
<b>Frecuencia inicial</b>	100.000 Hz
<b>Frecuencia final</b>	1.000 Hz
<b>Puntos/decena</b>	10
<b>Desfase inicial</b>	30 s

Fuente: Propia

**Tabla 5-13:** Parámetros definidos para ejecución de ensayos LPR.

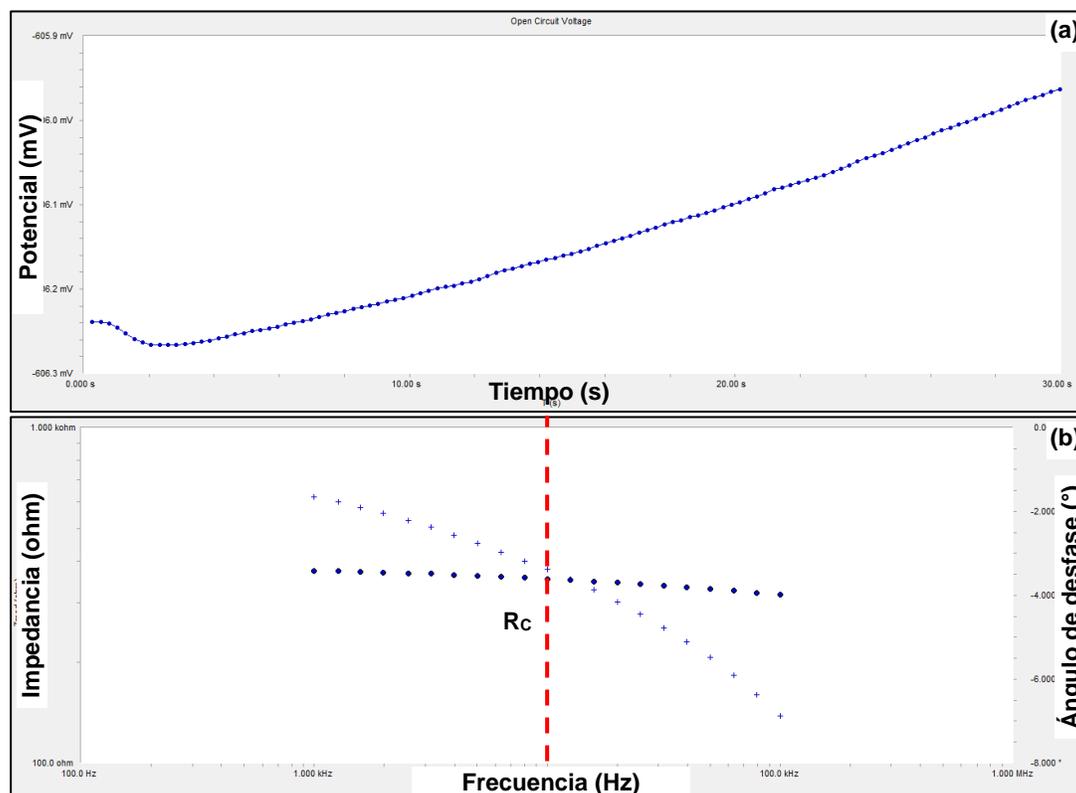
<b>Voltaje inicial</b>	- 0,02 V respecto a potencial de reposo ( $E_{oc}$ )
<b>Voltaje final</b>	+ 0,02 V respecto a potencial de reposo ( $E_{oc}$ )
<b>Velocidad de barrido</b>	0,167 mV/s
<b>Periodo de muestreo</b>	1 s
<b>Desfase inicial</b>	60 s

Fuente: Propia

Para cada prueba de EIS y LPR se obtiene un conjunto de datos (potencial, impedancia y corriente) que en cada caso fueron procesados de la siguiente manera:

1. **EIS:** Se registró el potencial de circuito abierto ( $E_{oc}$ ) durante 30 s (ver Figura 5-41 (a)), tomando el valor promedio de los datos. Luego, se mide la impedancia del sistema en función de la frecuencia, iniciando en 100 kHz hasta alcanzar 1 kHz presentado en forma de diagrama de Bode (ver Figura 5-41 (b)). En este sentido, se tomó como valor de resistencia eléctrica del concreto ( $R_c$ ) de acuerdo con la Ecuación 2-23, al valor de impedancia registrado para una frecuencia de 10 kHz.

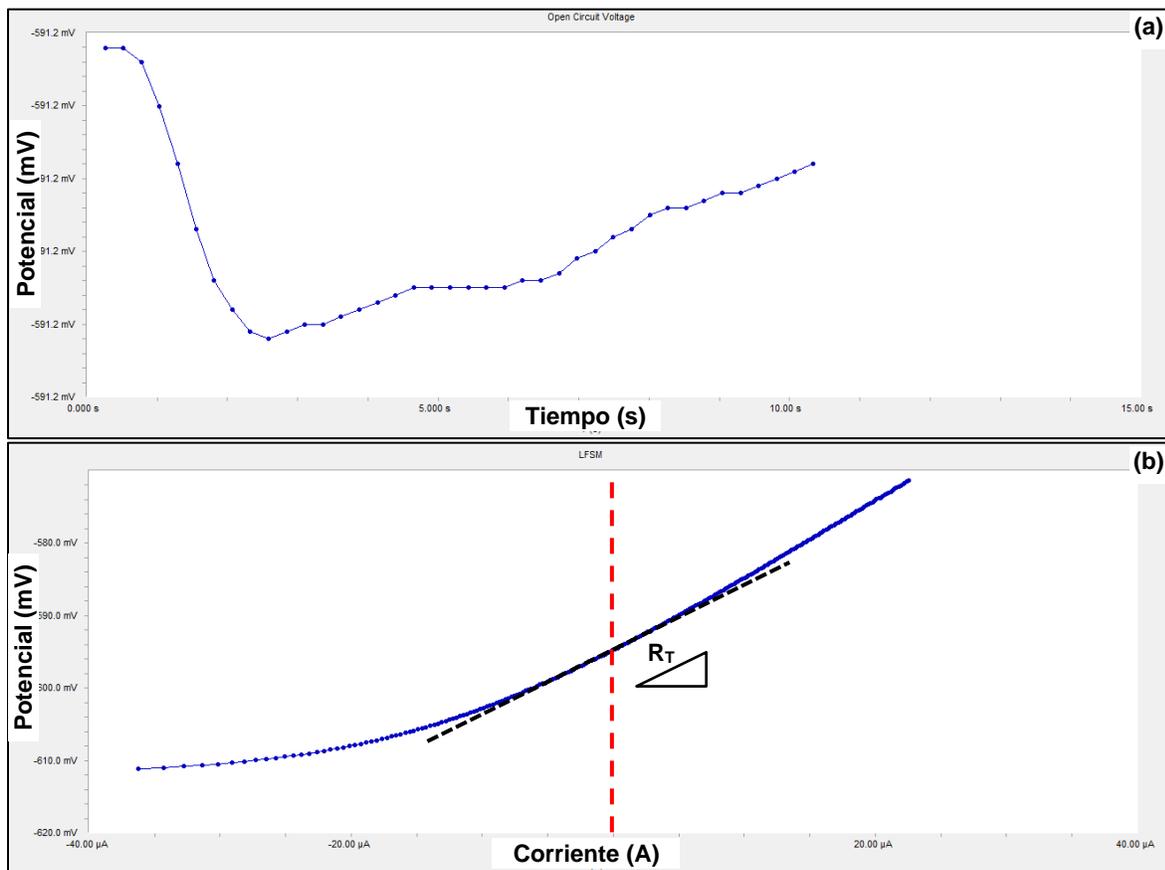
**Figura 5-41:** Gráfica de datos obtenidos de ensayo de EIS: (a) potencial de circuito abierto vs tiempo y (b) diagrama de bode de frecuencia vs impedancia.



Fuente: Propia

2. **LPR:** Se registró el potencial de circuito abierto ( $E_{oc}$ ) durante 10 s (ver Figura 5-42 (a)), tomando el valor promedio de los datos. Luego, se mide la corriente ( $I$ ) variando el potencial ( $E$ ) aplicado con referencia al valor  $E_{oc}$  medido en la primera etapa del ensayo. Como resultado se obtiene una gráfica como la mostrada en la Figura 5-42 (b) de la cual es necesario calcular el parámetro  $R_T$ .

**Figura 5-42:** Gráfica de datos obtenidos de ensayo de LPR. (a) potencial de circuito abierto vs tiempo y (b) potencial aplicado vs corriente eléctrica.



Fuente: Propia

Como se presentó en la sección 2.8.2, el valor de  $R_T$  se obtiene cuando el potencial se acerca al potencial de corrosión, en este caso  $E_{oc}$ . Por lo tanto,  $R_T$  se puede obtener como la pendiente  $\Delta E/\Delta I$  cuando  $I=0$ , lo que matemáticamente corresponde a la primera derivada de la función de  $E$ . Sin embargo, mediante la ejecución de la prueba de LPR se obtienen un conjunto de datos de  $E$  versus  $I$ , a los cuales se les puede aplicar un ajuste de mínimos cuadrados para un polinomio de grado  $n$  como se presenta en la Ecuación 5-7 [131].

$$p(x) = a + bx + cx^2 + \dots + kx^n$$

**Ecuación 5-7:** Ajuste de datos de potencial y corriente para cálculo de  $R_T$ .

De esta forma, al aplicar la primera derivada a  $p(x)$  se obtendrá la Ecuación 5-8:

$$p'(x) = b + 2cx + 3dx^2 \dots + nx^{n-1}$$

**Ecuación 5-8:** Primera derivada de  $p(x)$ .

Cuando  $x = 0$ , esto es,  $I = 0$ , se tendrá el valor de  $R_T$  corresponde a  $b$ , es decir, el término constante obtenido a partir de aplicar la primera derivada a la expresión obtenida del ajuste por mínimos cuadrados de los datos de  $E$  vs  $I$  medidos en la prueba de LPR. Una vez obtenido el valor de  $R_T$  y realizado el ajuste de este parámetro considerando la resistencia del concreto  $R_c$  (Ecuación 2-23), se puede aplicar la Ecuación 2-22 para calcular la densidad de corriente de corrosión ( $i_{corr}$ ).

Adicionalmente, teniendo en cuenta que por cada tipo de mezcla de concreto se obtienen datos para varios especímenes de ensayo, se utilizan los lineamientos de la norma ASTM E178 [173] para realizar el tratamiento estadístico de los datos.

Considerando lo previo, se puede apreciar que la metodología propuesta para la evaluación de la resistencia a la corrosión debida a la carbonatación en los concretos de prueba correspondió a la ejecución de ensayos no destructivos, mediante el uso de las técnicas de EIS y LPR, a partir de las cuales se puede estimar  $i_{corr}$  (Ecuación 2-22). Estos parámetros permiten comparar el desempeño equivalente entre las diferentes mezclas de prueba y clasificar los niveles de corrosión asociados a ciclos de exposición a carbonatación natural o acelerada respecto a valores de referencia (ver Tabla 2-8). En este sentido, fue posible realizar un seguimiento continuo a la evolución del proceso de corrosión en los especímenes de prueba, contrastando también las condiciones de exposición natural y acelerada consideradas para el proceso de corrosión. De igual forma, el modelo de carbonatación obtenido a partir de las pruebas de carbonatación permitió establecer los efectos de este fenómeno en la corrosión del acero de los especímenes de concreto, tanto en la etapa de iniciación como de propagación (sección 2.5.3)



## **6.Resultados y discusión**

Los resultados de la presente investigación se presentan y analizan en este capítulo, de acuerdo con el programa de ensayos y la metodología descrita en el capítulo 5. También, se compara el desempeño en la pasta, mortero y concreto hecho con los cementos de prueba, tomando como referencia algunos datos reportados en la literatura técnica disponible.

### **6.1 Desarrollo de cementos de prueba**

El desarrollo de los cementos de prueba a partir de un cemento de referencia, caliza, arcilla calcinada y yeso se realizó mediante la evaluación del desempeño del proceso de hidratación para cada cemento (Tabla 3-1) ensayando diferentes contenidos de  $SO_3$ . En este sentido, se presentan en esta sección los resultados de este proceso, siguiendo la metodología descrita en las secciones 5.1.1 y 5.1.2, y aplicando los criterios definidos en la sección 5.1.3.

#### **6.1.1 Definición del contenido de $SO_3$**

Los resultados de las pruebas de densidad, finura, consistencia normal, tiempos de fraguado, calor de hidratación y EIS para cada contenido de  $SO_3$  ensayado por tipo de mezcla se presentan en detalle en el Anexo B. A partir de estos datos, se obtuvieron los parámetros para evaluar el desempeño de cada cemento en función del contenido de  $SO_3$  según lo definido en la sección 5.1.3: calor específico total a 24 h (criterio 1); calor específico total entre puntos  $C_2$  y  $C_4$  (criterio 2); resistividad eléctrica mínima durante 24 h (criterio 3); y cambio en la resistividad eléctrica entre puntos  $R_1$  y  $R_2$  (criterio 4). En todos los casos, se presentan las gráficas del ajuste cuadrático y cuadrático asimétrico de los datos con el fin de identificar la tendencia con el mejor ajuste del parámetro evaluado.

En primer lugar, la Figura 6-1 muestra el calor específico total a 24 h ( $Q_{e-24h}$ ) (criterio 1) de cada cementante en función del contenido de  $SO_3$  y las curvas de regresión de cada conjunto de datos, considerando el modelo cuadrático (a) y cuadrático asimétrico (b). En esta gráfica se observa la influencia del contenido de  $SO_3$  en la liberación de  $Q_{e-24h}$  en cada cemento. También, se puede identificar en la mayoría de las curvas de ajuste un contenido de  $SO_3$  para el cual se obtiene un “*máximo*” para el  $Q_{e-24h}$ . Sin embargo, algunos datos mostraron coeficientes de determinación<sup>8</sup> ( $R^2$ ) bajos, como es el caso del cemento C10 - A30 y C10 - A10 indicando un menor ajuste a los modelos de regresión.

En general, se evidencia la reducción de  $Q_{e-24h}$  en cementos como el C20-A30 y C15-A30 con mayor contenido de SCM y respecto al cemento MR. Sin embargo, el estudio de la hidratación del cemento a corto plazo no permite identificar los efectos en  $Q_{e-24h}$  asociados al consumo del hidróxido calcio en las reacciones puzolánicas que pueden desarrollarse en los cementos LC3 a mediano y largo plazo, como muestran Câmara et al. [174] y Zunino [85]. Por otro lado, la reducción del calor de hidratación en los cementos LC3 a edades tempranas puede mitigar los efectos de fisuración por retracción en la pasta de cemento [175]. También, en la Figura 6-1 se aprecia un comportamiento diferente en las curvas de ajuste del cemento C10-A10 con valores de  $R^2$  altos, pero el cual no permite identificar un contenido de  $SO_3$  para obtener el máximo desempeño de  $Q_{e-24h}$ .

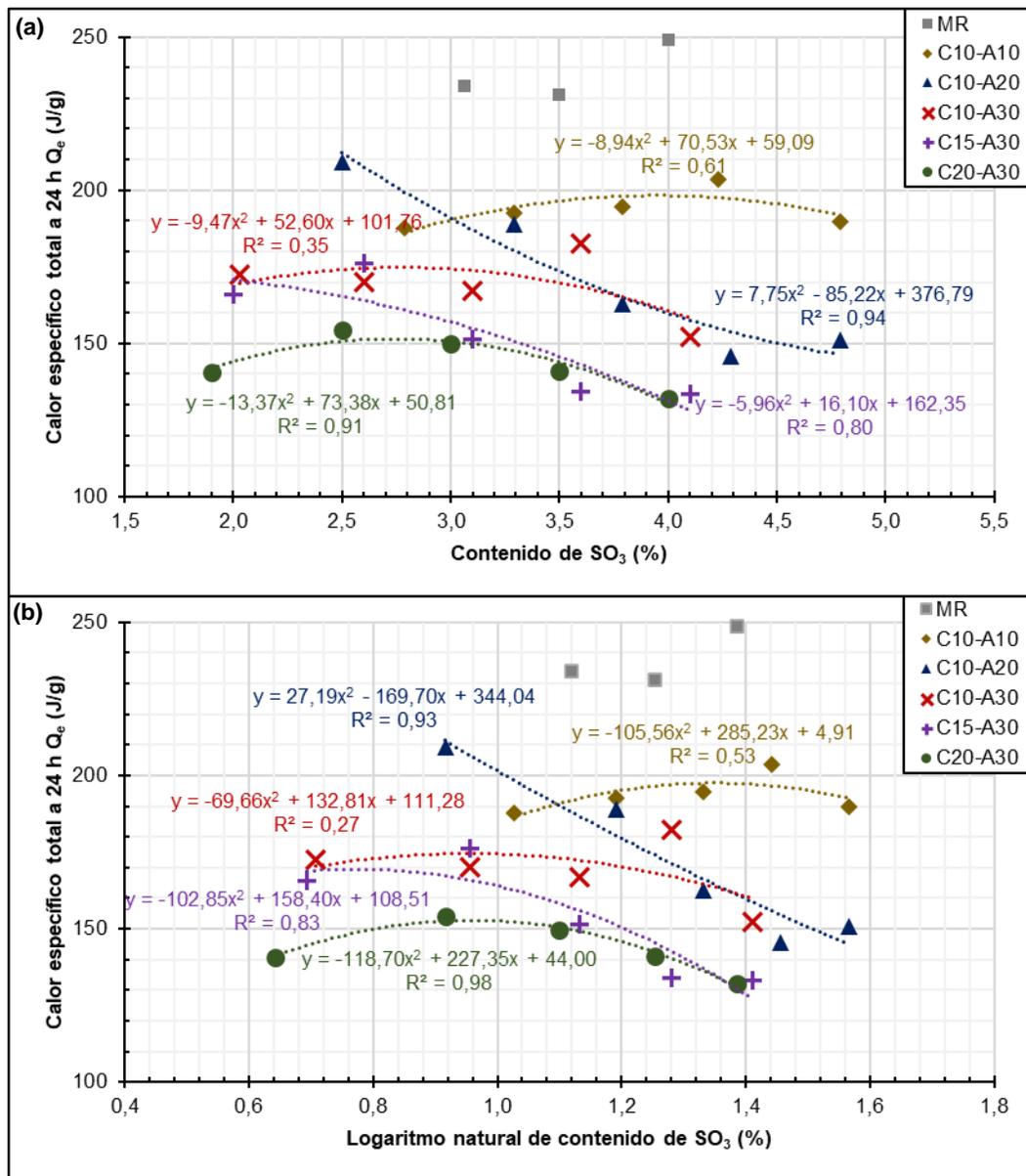
En segundo lugar, la Figura 6-2 presenta el calor específico total entre los puntos  $C_2$  y  $C_4$  ( $\Delta Q_e$ ) (criterio 2) de cada cemento en función del contenido de  $SO_3$  y las curvas de regresión de cada conjunto de datos, considerando el modelo cuadrático (a) y cuadrático asimétrico (b). Las ordenadas (tiempos) de los puntos  $C_2$  y  $C_4$  se identificaron mediante la derivada de las curvas de cambio de temperatura específica en el tiempo (sección 5.1.3) y se puede apreciar en detalle en el Anexo B. Zunino [85] muestra que en una curva de calorimetría típica (ver Figura 2-8) tanto para un cemento OPC como para un cemento LC3, se presenta un primer pico debido a la reacción del  $C_3S$  y un segundo pico asociado a la reacción de  $C_3A$  que es más pronunciado en el caso de los cementos LC3 debido a una mayor cantidad de sulfato absorbido por el gel CSH durante el pico del  $C_3S$ . Basado

---

<sup>8</sup> **Coefficiente de determinación ( $R^2$ ):** Es un parámetro que mide la bondad del ajuste de un conjunto de datos a un modelo de regresión y oscila entre 0 y 1. Un valor de 1 indica un mayor ajuste del modelo de regresión del conjunto de datos y un valor de 0 lo opuesto [170].

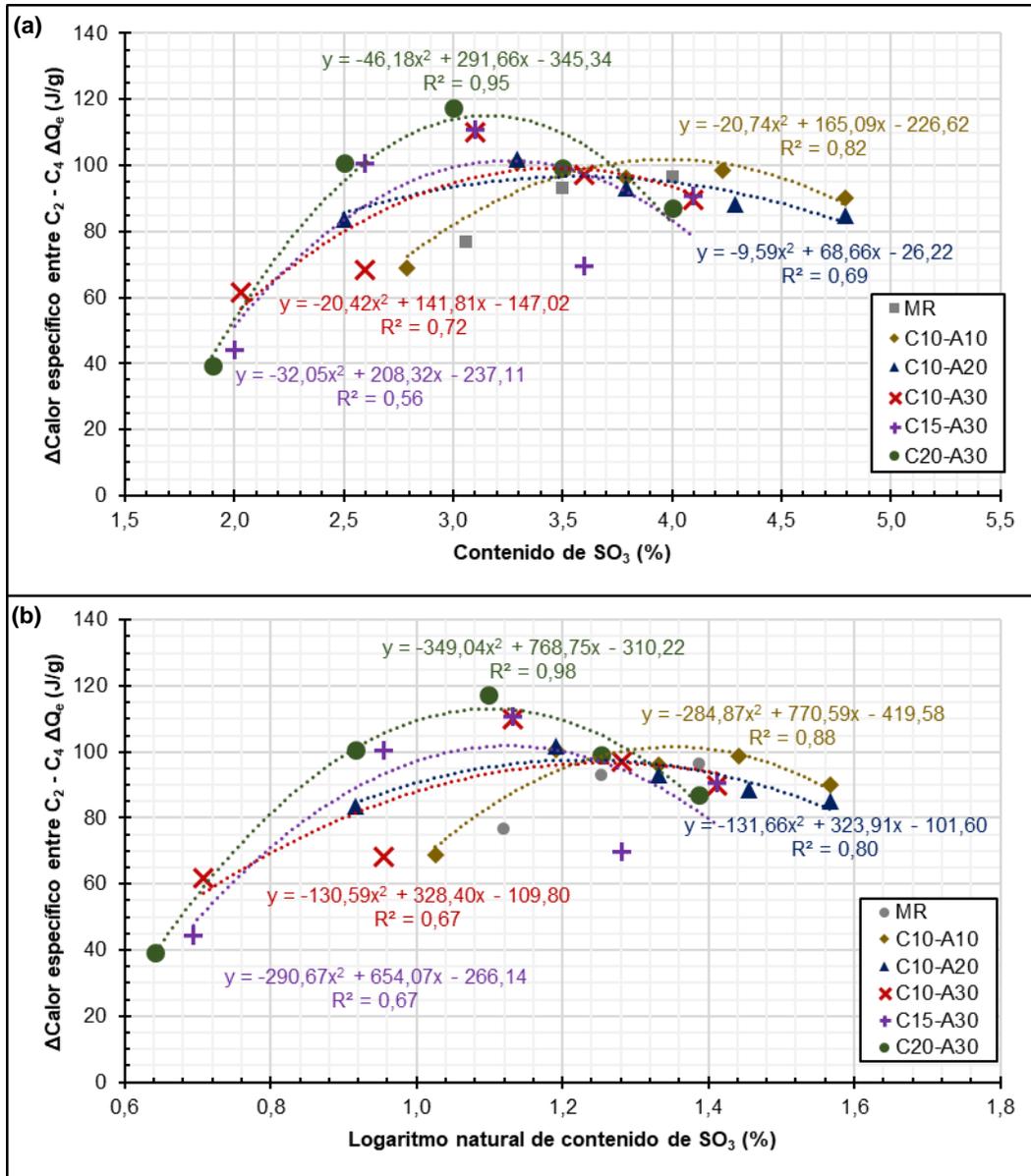
en esto, mediante la aplicación del criterio 2 se buscó inferir este comportamiento característico (sección 2.2.3) de las curvas de flujo de calor en los cementos LC3, teniendo en cuenta que el método de ensayo utilizado (sección 2.6) permite evaluar el calor (externo) de hidratación específico total.

**Figura 6-1:** Calor específico total a 24 h ( $Q_{e-24h}$ ) (criterio 1) vs contenido de  $SO_3$  de cementos de prueba y curvas de regresión mediante (a) ajuste cuadrático y (b) cuadrático asimétrico.



Fuente: Elaboración propia

**Figura 6-2:** Calor específico total entre puntos  $C_2$  y  $C_4$  ( $\Delta Q_e$ ) (criterio 2) vs contenido de  $SO_3$  de cementos de prueba y curvas de regresión mediante (a) ajuste cuadrático y (b) cuadrático asimétrico.



Fuente: Elaboración propia

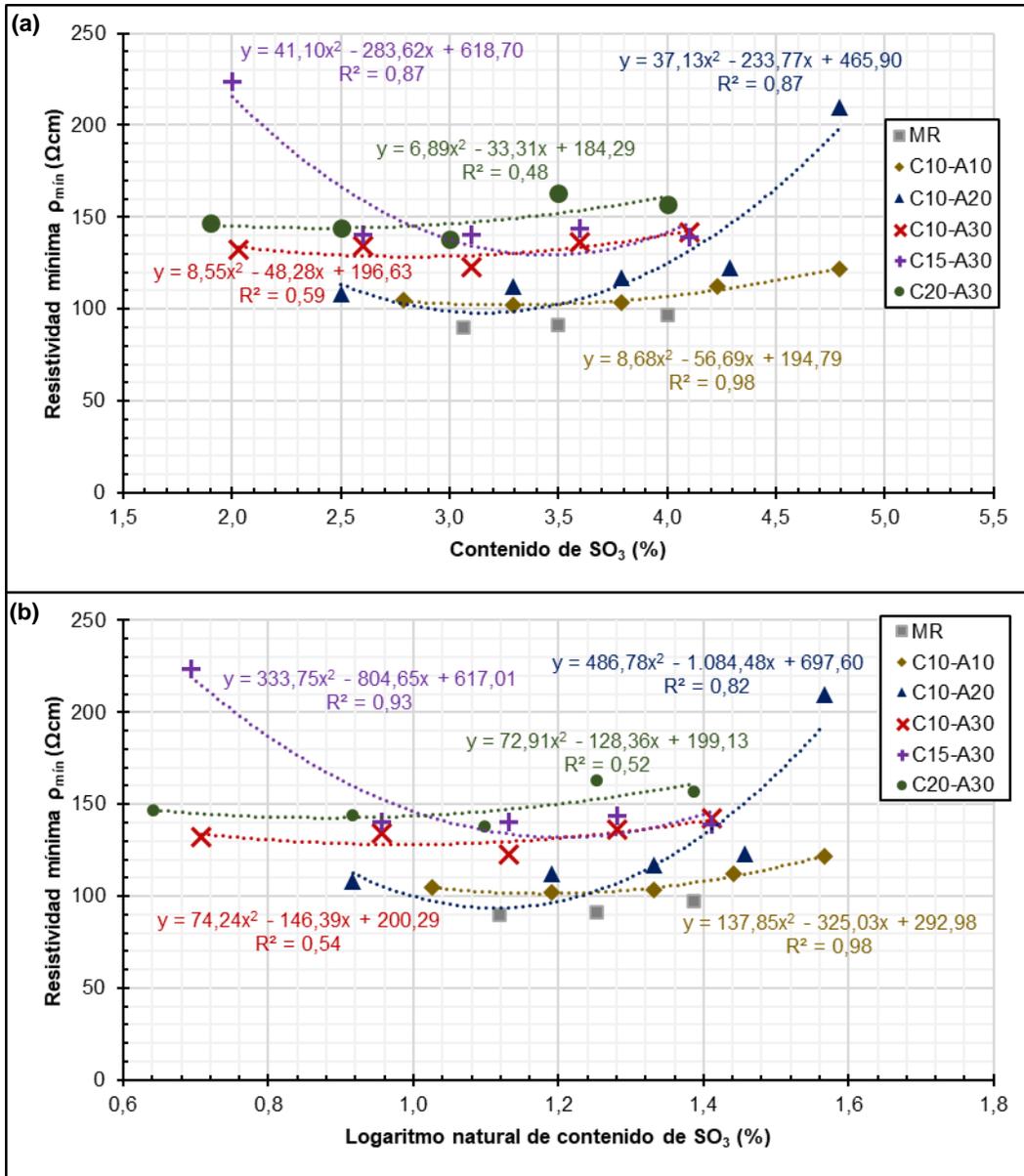
También, en la Figura 6-2 se puede identificar un “*máximo*” para un contenido determinado de  $SO_3$  en cada curva de regresión en todos los cementos de prueba, con valores de  $R^2$  superiores a 0,67 en el caso del modelo cuadrático asimétrico. Mediante el criterio 2 se estudia el comportamiento en un periodo específico del proceso de hidratación en el cual se espera ocurran los picos asociados con la hidratación del  $C_3S$  y  $C_3A$ , comprendido entre

las etapas de inducción y desaceleración (ver Tabla 2-4). Así, el desempeño máximo en función del contenido de  $\text{SO}_3$  se atribuye a la ocurrencia “*óptima*” de cada uno de estos picos en términos de tiempo y liberación de calor. Esto significa la ocurrencia del pico del  $\text{C}_3\text{A}$  luego del pico del  $\text{C}_3\text{S}$  como lo describe Zunino et al. [5], lo que igualmente permite comparar de forma relativa el comportamiento de los cementos de prueba. Además, en la Figura 6-2 se puede ver que las curvas de ajuste se desplazan hacia contenidos de  $\text{SO}_3$  más altos en los cementos C10-A10 y C10-A20.

En tercer lugar, la Figura 6-3 presenta la resistividad eléctrica mínima ( $\rho_{min}$ ) (criterio 3) medida durante las primeras 24 h de hidratación de cada cemento en función del contenido de  $\text{SO}_3$ , y las curvas de regresión de cada conjunto de datos considerando el modelo cuadrático (a) y cuadrático asimétrico (b). En este caso, la resistividad eléctrica de la pasta de cemento se incrementa a lo largo del proceso de hidratación y como se describe en la sección 2.2.2,  $\rho_{min}$  (o conductividad máxima) durante la etapa inicial de la hidratación, corresponde al momento en que se alcanza la mayor saturación de iones en la pasta de cemento que se convierte en una solución acuosa.

Para el caso de los cementos LC3, Dhandapani et al. [176] muestran cambios en el comportamiento respecto al OPC en términos de conductividad (inverso de la resistividad) a diferentes edades. Esta tendencia se puede ver en la Figura 6-3 a corto plazo en los cementos de prueba, así como el contenido de  $\text{SO}_3$  modifica de forma importante  $\rho_{min}$  en el momento de máxima saturación de poros, lo cual también se puede atribuir a la presencia de diferentes especies de iones en los cementos LC3. Además, las curvas de ajuste de los cementos C10-A30 y C20-A30 exhiben valores de  $R^2$  de 0,54 y 0,52, respectivamente, para el modelo cuadrático asimétrico, los cuales son inferiores respecto a otras curvas de ajuste. También, en este caso el contenido de  $\text{SO}_3$  se define para un valor “*mínimo*” de resistividad en la pasta de cemento. Aunque es evidente que el criterio 3 describe un momento relevante del proceso de hidratación y tiene relación con el hecho de que el contenido  $\text{SO}_3$  permite controlar la hidratación del  $\text{C}_3\text{S}$  y  $\text{C}_3\text{A}$ , puede no considerar otros efectos asociados con la interacción de las diferentes fases presentes en los cementos LC3 a lo largo del proceso de hidratación. Adicionalmente, se identifica en la Figura 6-3 que el contenido de arcilla calcinada en el cemento tiene un efecto importante en  $\rho_{min}$  registrada durante las primeras 24 h del proceso de hidratación, presentando una relación directamente proporcional.

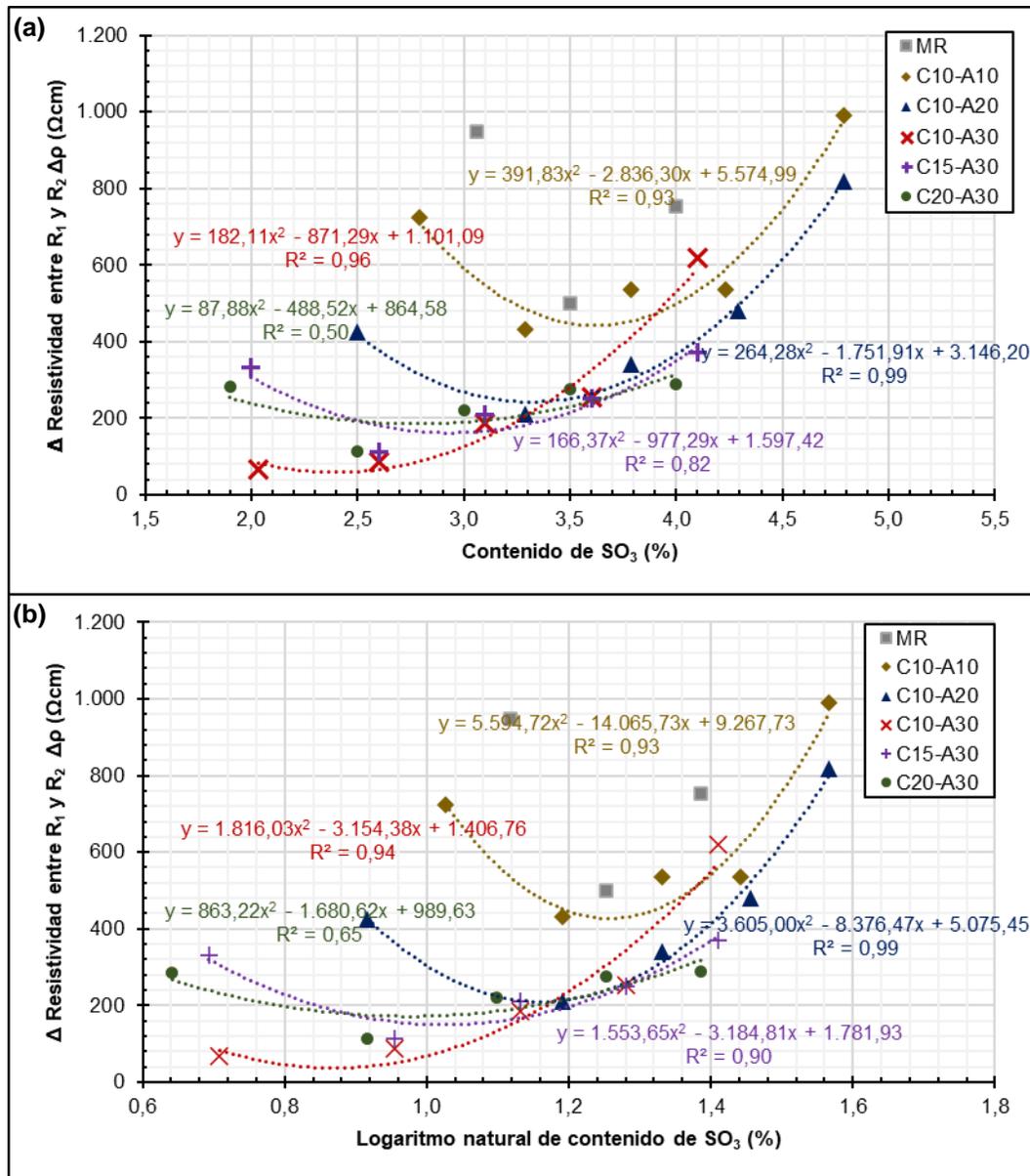
**Figura 6-3:** Resistividad eléctrica mínima ( $\rho_{min}$ ) (criterio 3) vs contenido de  $SO_3$  de cementos de prueba y curvas de regresión mediante (a) ajuste cuadrático y (b) cuadrático asimétrico.



Fuente: Elaboración propia

En cuarto lugar, la Figura 6-4 presenta el cambio en la resistividad eléctrica ( $\Delta\rho$ ) entre los puntos  $R_1$  y  $R_2$  (criterio 4) de cada cemento en función del contenido de  $SO_3$  y las curvas de regresión de cada conjunto de datos, considerando el modelo cuadrático (a) y cuadrático asimétrico (b). Tanto  $R_1$  como  $R_2$  se identificaron a partir de las curvas de tasa de cambio de la resistividad en el tiempo presentadas en el Anexo B.

**Figura 6-4:** Cambio de resistividad eléctrica entre puntos  $R_1$  y  $R_2$  ( $\Delta\rho$ ) (criterio 4) vs contenido de  $SO_3$  de cementos de prueba y curvas de regresión mediante (a) ajuste cuadrático y (b) cuadrático asimétrico.



Fuente: Elaboración propia

Con el criterio 4 se estudió la influencia del contenido de  $SO_3$  en el desarrollo de las curvas de resistividad eléctrica (sección 5.1.3), de forma complementaria al criterio 3 presentando anteriormente. La identificación de los puntos en las curvas de tasa de cambio de resistividad eléctrica a edades tempranas ha sido utilizada por autores como Liu et al. [69] para establecer relaciones con los puntos característicos de las curvas de flujo de calor.

En general, se obtiene en la Figura 6-4 un comportamiento similar a la Figura 6-3, sin embargo, se puede apreciar una influencia más significativa del contenido de  $SO_3$  y arcilla calcinada en el cemento. Por ejemplo, el cemento C20-A30 exhibe un cambio menos drástico en función del contenido de  $SO_3$  respecto al cemento C10-A10. Además, en la mayoría de los casos se obtienen valores de  $R^2$  superiores a 0,82 con excepción del cemento C20-A30.

Considerando lo previo, en la Tabla 6-1 se presentan los contenidos de  $SO_3$  calculados para el máximo desempeño de cada uno de los parámetros considerados, seleccionando las curvas de ajuste que presentan los mayores valores de  $R^2$  entre el modelo cuadrático y cuadrático asimétrico (ver Figura 6-1 a Figura 6-4). Sumado a esto, se tuvo en cuenta que el contenido de  $SO_3$  calculado debe encontrarse en el rango de contenidos probados, según los lineamientos de la guía técnica ASTM C563 [70]. También, el cemento de referencia tiene un contenido mínimo de  $SO_3$ , por lo que teóricamente no se puede tener un contenido inferior al aportado por este en cada cementante, así como se consideró la tendencia observada en cada conjunto de datos y el comportamiento físico esperado. Por ejemplo, para el caso de los criterios asociados al calor de hidratación, es necesario identificar un máximo para un contenido de  $SO_3$  particular, el cual indicaría una mayor liberación de energía durante este proceso y a edades tempranas.

**Tabla 6-1:** Contenidos “óptimos” de  $SO_3$  (%) definidos a partir de criterios de evaluación del desempeño de cementos de prueba.

Cemento	Contenido de $SO_3$ (%)			
	Criterio 1	Criterio 2	Criterio 3	Criterio 4
C10-A10	3,95	<b>3,86</b>	3,27	3,62
C10-A20	<b>5,50</b>	<b>3,42</b>	3,15	3,31
C10-A30	2,78	<b>3,47</b>	2,82	2,39
C15-A30	<b>1,35</b>	<b>3,10</b>	3,35	2,77
C20-A30	2,61	<b>3,00</b>	2,41	2,64

Fuente: Elaboración propia

Si bien los contenidos de  $SO_3$  presentados en la Tabla 6-1 se consideran como “óptimos” para las propiedades evaluadas en la pasta de cemento, el ajuste del contenido de  $SO_3$  podría permitir un desempeño mecánico adecuado en el concreto fabricado con los cementos de prueba LC3 como describe Zunino et al. [5]. De la Tabla 6-1 se identifica que para el cemento C10-A10 se obtienen contenidos de  $SO_3$  por fuera del rango de contenidos probados para el criterio 1, así como se observan en la Figura 6-1 tendencias diferentes a

las esperadas (cóncava hacia arriba) en el cemento C10-A20. También, es importante acotar que en el caso del criterio 3 se tiene un parámetro puntual para describir el desempeño del cemento, lo que limita conocer su comportamiento durante el proceso de hidratación a edades tempranas. En este sentido, considerando el criterio 3 y 4 se obtienen contenidos de  $\text{SO}_3$  inferiores al del cemento MR, lo que podría derivar en un inadecuado ajuste del contenido de  $\text{SO}_3$  teniendo en cuenta que se espera la tendencia opuesta.

En contraste, para el criterio 2 se puede ver en la Tabla 6-1 que a mayor contenido de SCM se obtiene un menor contenido de  $\text{SO}_3$ . Esto se podría relacionar a la sinergia durante el proceso de hidratación de los cementos LC3 entre la caliza y la arcilla calcinada, particularmente, para mayores contenidos de estos SCM. Además, los contenidos de  $\text{SO}_3$  obtenidos mediante el criterio 2 son mayores que los obtenidos en los criterios 3 y 4. En este sentido, se infiere que esto permitiría controlar adecuadamente la ocurrencia del pico de hidratación del  $\text{C}_3\text{A}$  teniendo en cuenta que esto no representa un incremento significativo del contenido de  $\text{SO}_3$  en el cemento, que pudiera derivar en la ocurrencia de fenómenos como el fraguado relámpago. Esto se puede apreciar parcialmente en los resultados presentados en el Anexo B, en donde se puede ver que para contenidos más altos de  $\text{SO}_3$  se obtuvo un impacto negativo en las propiedades evaluadas en el cemento.

De esta forma, se optó por seleccionar los contenidos de  $\text{SO}_3$  obtenidos mediante la aplicación del criterio 2, asociado al calor específico obtenido entre los puntos  $\text{C}_2$  y  $\text{C}_4$  ( $\Delta Q_e$ ) de las curvas de calor de hidratación (sección 5.1.3). En la Tabla 6-2 se resumen los contenidos de  $\text{SO}_3$  obtenidos para cada cemento, resaltando las cantidades de clínker más yeso, caliza y arcilla calcinada en cada uno de estos, el factor clínker, la relación arcilla calcinada/caliza y el contenido de yeso formulado para cada cemento. En este sentido, es importante destacar que los cementos LC3 de prueba permiten reducir el factor clínker hasta niveles entre 73,7 % y 44,7 % dependiendo la mezcla considerada, en comparación con un factor clínker típico para un OPC entre 90 % y 95 %, recordando que el factor clínker representa la proporción de clínker pórtland que contiene un cemento. Así, la reducción del factor clínker representa importantes beneficios medioambientales (sección 1.1.2).

Una vez realizado el proceso de definición del contenido de  $\text{SO}_3$  en cada cemento, se procedió a realizar la caracterización de los cementos desarrollados de acuerdo con la metodología presentada en la sección 5.1.2 y sus resultados se presentan de la sección 6.1.3 a la sección 6.1.6.

**Tabla 6-2:** Contenidos de SO<sub>3</sub> y yeso definidos y cantidades objetivo de materias primas de cada cemento de prueba.

ID	CK + YE (%)	AC (%)	CA (%)	Relación AC/CA	SO <sub>3</sub> -Óptimo (%)	YE (%)	Factor clinker (%)
MR	90,37	0,00	9,63	-	3,06 <sup>1</sup>	3,95	86,42
C10-A10	80,00	10,00	10,00	1:1	3,86	6,30	73,70
C10-A20	70,00	20,00	10,00	2:1	3,42	5,59	64,41
C10-A30	60,00	30,00	10,00	3:1	3,47	6,09	53,91
C15-A30	55,00	30,00	15,00	2:1	3,10	5,39	49,61
C20-A30	50,00	30,00	20,00	1,5:1	3,00	5,34	44,66

**Nota 1:** Contenido definido por el fabricante. CK: clínker, YE: yeso; AC: arcilla calcinada, CA: caliza

Fuente: Elaboración propia

### 6.1.2 Composición química

La composición química determinada mediante FRX en muestras de polvo de los cementos de prueba formulados (Tabla 6-2) se resume en la Tabla 6-3, a partir de la cual se obtiene un diagrama Ca-Si-Al (ver Figura 6-5) en donde se muestra la proporción de cada elemento. En la Tabla 6-3 se puede ver un incremento significativo en la cantidad de Al y Si en los cementos LC3 de prueba y con mayor contenido de adiciones respecto al cemento MR, relacionado con el aporte dado por la arcilla calcinada de estos elementos. De forma similar, se observa un leve incremento en los contenidos de Fe y K en los cementos LC3 de prueba respecto al cemento MR. Se destaca que el contenido de Fe es un factor relevante en la obtención de un color naranja-rojizo en los cementos LC3.

**Tabla 6-3:** Composición química (% masa) de cementos hidráulicos de prueba.

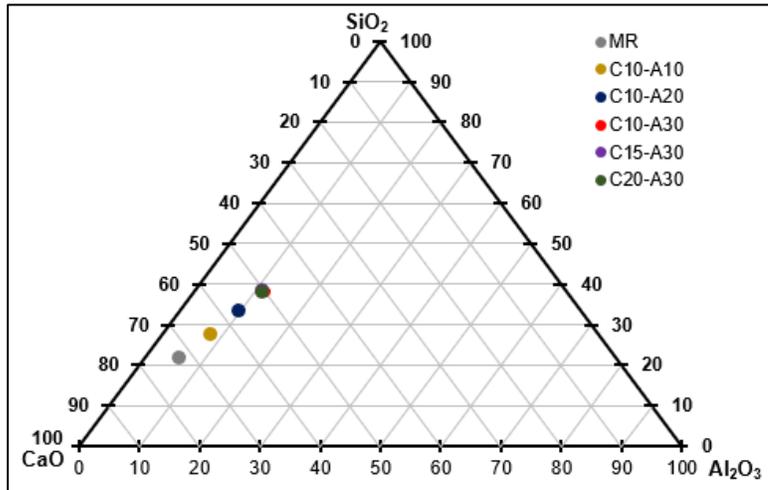
Óxido	MR	C10-A10	C10-A20	C10-A30	C15-A30	C20-A30
% SiO <sub>2</sub>	18,68	22,92	27,67	32,07	30,98	30,42
% Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	5,06	6,88	8,26	9,63	9,21	9,14
% Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	2,87	3,42	3,92	4,38	4,13	4,03
% CaO	62,69	53,99	47,51	41,54	40,93	40,34
% MgO	0,83	0,74	0,72	0,63	0,60	0,58
% K <sub>2</sub> O	0,57	0,70	0,88	1,04	1,01	1,00
% Na <sub>2</sub> O	0,15	0,16	0,15	0,15	0,14	0,15
% SO <sub>3</sub>	2,99	3,91	3,48	3,48	3,14	3,00
% LOI	5,11	6,19	6,14	6,33	8,36	10,47

Fuente: Cementos Alión

Los contenidos de SO<sub>3</sub> de los cementantes son muy cercanos a los contenidos establecidos en la formulación de estos, indicando una adecuada dosificación del sulfato en cada mezcla. En contraposición, el contenido de Ca se reduce en los cementos LC3 de prueba y con mayor nivel de reemplazo de clínker, incluso en aquellos con mayor presencia

de caliza. Aunque esto se relaciona directamente con las pérdidas por calcinación (LOI) que son mayores en los cementos con mayor contenido de caliza, la cual aporta principalmente carbonato de calcio ( $\text{CaCO}_3$ ).

**Figura 6-5:** Diagrama ternario Si-Ca-Al de cementos de prueba.



Fuente: Elaboración propia

En la Figura 2-5 se puede ver que la caliza fina y el OPC se localizan hacia el vértice del  $\text{CaO}$ , mientras que el metacaolín y las puzolanas naturales se ubican entre el vértice del  $\text{SiO}_2$  y el  $\text{Al}_2\text{O}_3$ . Este comportamiento se evidencia en la Figura 6-5, en donde el cemento MR se ubica más cerca del vértice del  $\text{CaO}$  y en la medida que el cemento contiene mayor arcilla calcinada se desplaza en el sentido opuesto de este vértice. También, la composición resultante de los cementos LC3 en términos de  $\text{CaO-Al}_2\text{O}_3\text{-SiO}_2$  podría ser comparable a SCM como la escoria y es significativamente diferente a la ceniza volante (ver Figura 2-5). No obstante, en los cementos de prueba predomina la presencia de  $\text{CaO}$ . Además, se espera una mayor presencia de fases hidratadas como el gel CASH como producto de la hidratación de los cementos LC3 de prueba [23].

### 6.1.3 Densidad y finura

La densidad y finura de los cementos de prueba determinada de acuerdo con las normas ASTM C188 [139] y ASTM C204 [141], respectivamente, se presentan en la Tabla 6-4. En general, se puede apreciar que la densidad de los cementos LC3 de prueba es inferior a la densidad del cemento MR, teniendo las densidades más bajas para los cementos con mayor contenido de SCM. Esto se debe a que la caliza, la arcilla calcinada y el yeso tienen

menores densidades (Tabla 4-2) que el cemento de referencia (Tabla 4-1). En contraste, la finura de los cementos LC3 de prueba es mayor que la finura del cemento MR que de acuerdo con la Tabla 4-2, se atribuye a la presencia de arcilla calcinada la cual tiene una finura cerca de 2 veces superior al cemento de referencia (Tabla 4-2).

**Tabla 6-4:** Densidad y finura de cementos hidráulicos de prueba.

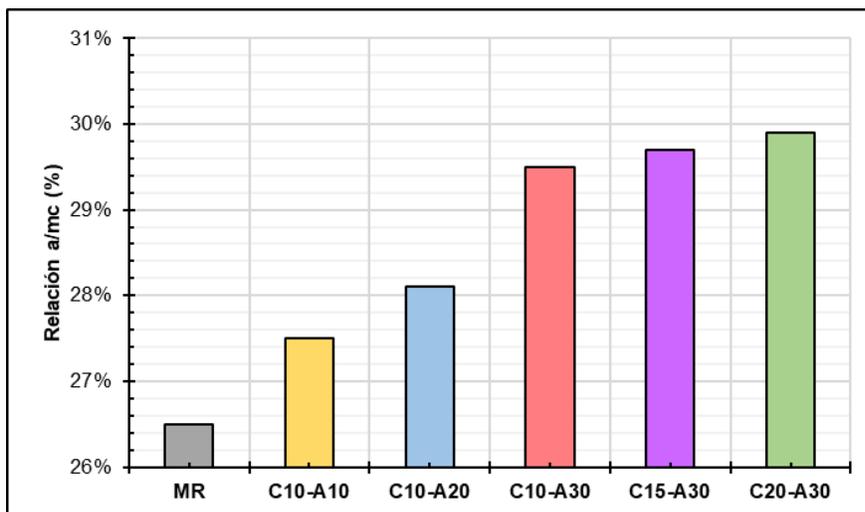
Cemento	Factor clinker (%)	Densidad (g/cm <sup>3</sup> )	Finura (m <sup>2</sup> /kg)
MR	86,42	3,084	450
C10-A10	73,70	2,978	485
C10-A20	64,41	2,941	536
C10-A30	53,91	2,885	586
C15-A30	49,61	2,892	604
C20-A30	44,66	2,878	592

Fuente: Elaboración propia

### 6.1.4 Consistencia normal y tiempos de fraguado

La relación  $a/mc$  para obtener la consistencia normal en pastas elaboradas con los cementos de prueba y determinada mediante la norma ASTM C187 [143] se muestra en la Figura 6-6. En esta gráfica se puede apreciar que el incremento en la demanda de agua del cemento para obtener una consistencia normal es directamente proporcional al contenido de arcilla calcinada en el cemento, como se evidencia al comparar la consistencia normal entre los cementos C10-A10, C10-A20 y C10-A30.

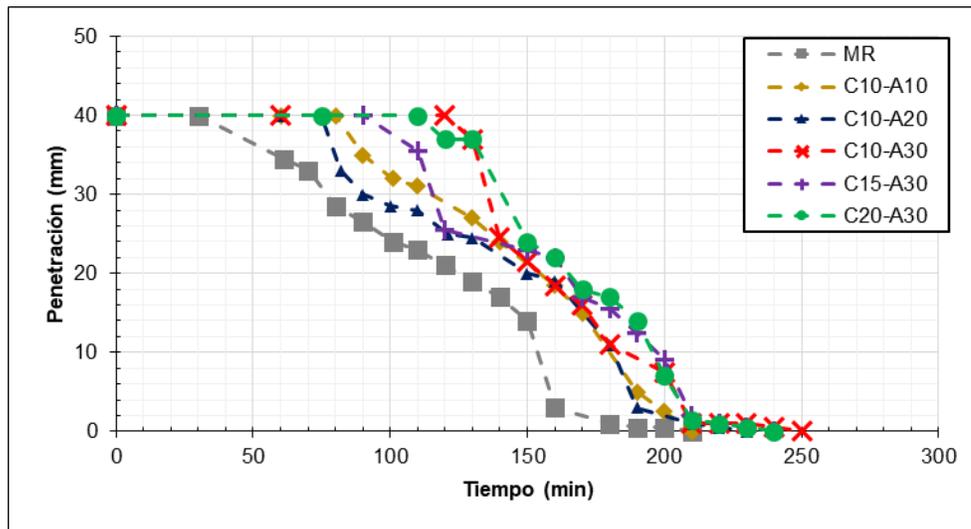
**Figura 6-6:** Relación agua/material cementante ( $a/mc$ ) para consistencia normal de cementos de prueba.



Fuente: Elaboración propia

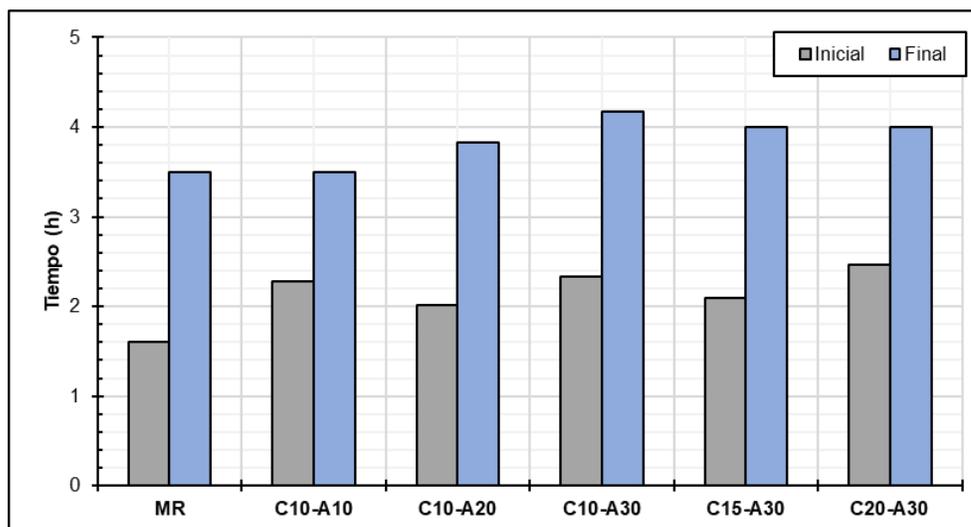
Por su parte, en la Figura 6-7 se presentan las curvas de penetración respecto al tiempo de cada cemento de prueba y en la Figura 6-8 los tiempos de fraguados determinados de acuerdo con la norma ASTM C191 [145]. De la Figura 6-7 se puede apreciar un comportamiento diferente en las curvas de penetración obtenidas para los cementos LC3 de prueba respecto al cemento MR: en los cementos LC3 el proceso de fraguado se retrasa respecto al cemento MR, pero luego se desarrolla a una velocidad similar (pendiente), como se puede apreciar en la Figura 6-8.

**Figura 6-7:** Curvas de penetración vs tiempo ( $t$ ) de cementos de prueba.



Fuente: Elaboración propia

**Figura 6-8:** Tiempos de fraguado de cementos de prueba.



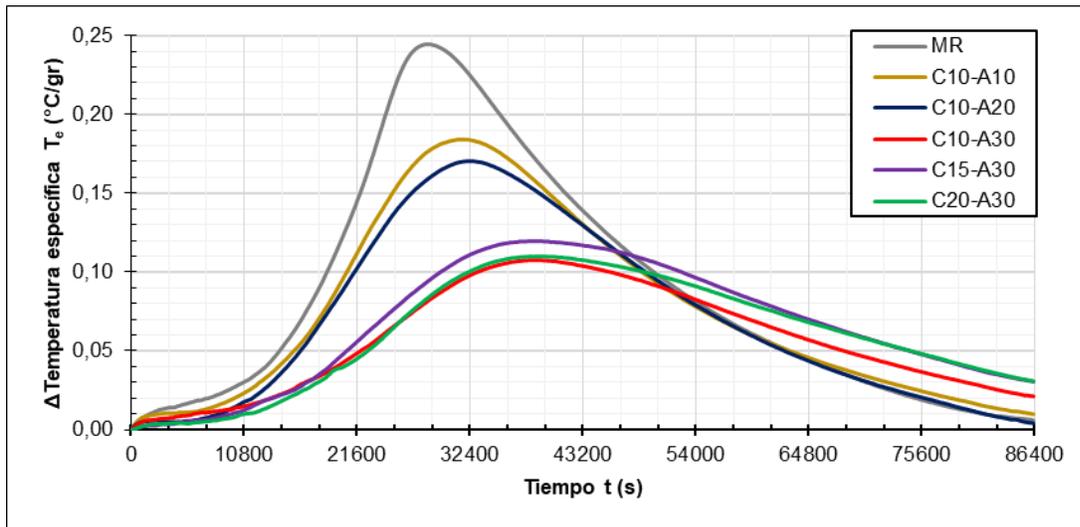
Fuente: Elaboración propia

La obtención de comportamientos similares entre curvas de penetración puede atribuirse a una adecuada dosificación de  $SO_3$  en cada cemento, teniendo en cuenta que, aunque es evidente un incremento de los tiempos de fraguado en los cementos LC3 de prueba, este se mantiene en un margen aceptable respecto al cemento MR. En este sentido, no se identificaron evidencias de la presencia de fenómenos de fraguado relámpago o falso fraguado, los cuales son señales de una inadecuada dosificación del yeso en el cemento.

### 6.1.5 Calor de hidratación

Las curvas de cambio de temperatura específica ( $T_e$ ) versus el tiempo ( $t$ ) para los cementos de prueba se presentan en la Figura 6-9, a partir de los ensayos de calor de hidratación ejecutados en la cámara semi adiabática (sección 2.6). En estas curvas se puede apreciar el efecto del contenido de SCM en la liberación de energía del cemento, en este caso vista en términos de  $T_e$ . También, se observa un comportamiento similar de los cementos C10 - A10 y C10 - A20, así como entre los cementos C10-A30, C15-A30 y C20-30. En cuanto a la forma de estas curvas, se aprecia además un mayor ancho de la “campana” asociada con los periodos de aceleración y desaceleración del proceso de hidratación para los cementos con mayores niveles de remplazo de clínker.

**Figura 6-9:** Cambio de temperatura específica ( $T_e$ ) vs tiempo ( $t$ ) de cementos de prueba.

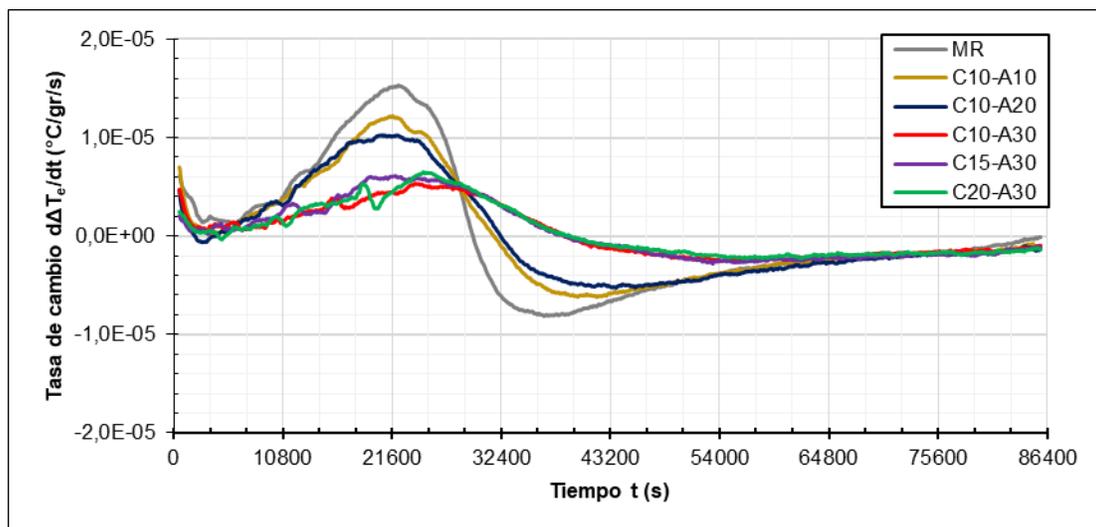


Fuente: Elaboración propia

También, se puede ver en la Figura 6-9 que la etapa de desaceleración del proceso de hidratación en los cementos C10-A30, C15-A30 y C20-A30 avanza más lentamente

respecto a los otros cementos. Este comportamiento se observa más claramente en la Figura 6-10 en donde se presenta la tasa de cambio o derivada numérica de la Figura 6-9, mediante la cual se pueden identificar los puntos de inflexión de las curvas de  $T_e$  y las tasas de cambio de esta variable. En las curvas presentadas en la Figura 6-10 se observa que se presenta el comportamiento característico asociado a diferentes etapas del proceso de hidratación, con variaciones significativas en las velocidades de reacción que pueden explicarse por la presencia de los picos de hidratación del  $C_3S$  y  $C_3A$ . De esta forma, se considera que para los contenidos de  $SO_3$  definidos en cada cemento, se logra un adecuado comportamiento en la ocurrencia de estos dos picos característicos del proceso de hidratación de acuerdo con lo reportado por Zunino et al. [32].

**Figura 6-10:** Derivada de cambio de temperatura específica ( $T_e$ ) vs tiempo ( $t$ ) de cementos de prueba.

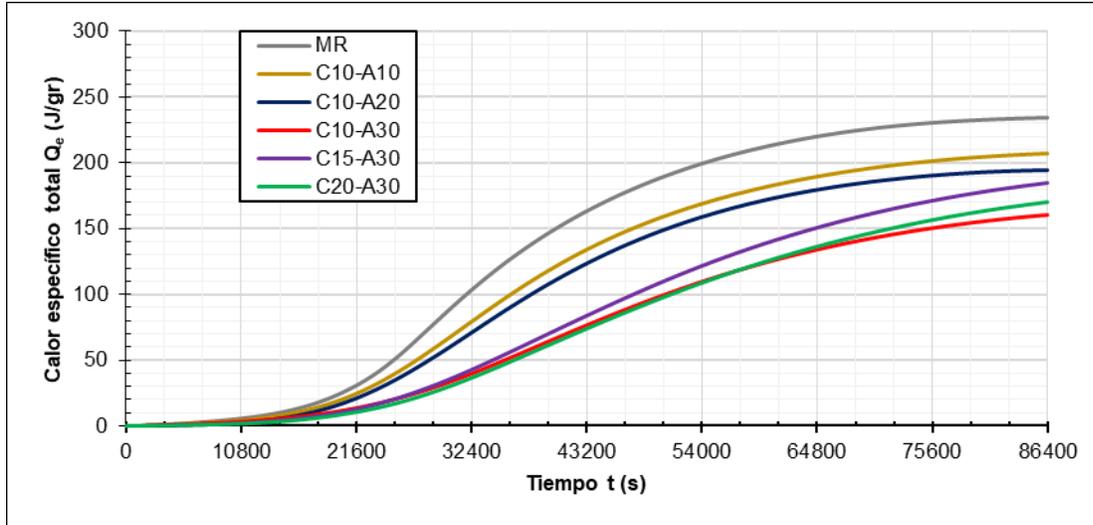


Fuente: Elaboración propia

En la Figura 6-11 se presenta el calor específico acumulado total ( $Q_e$ ) versus el tiempo ( $t$ ) para los cementos prueba. En las curvas presentadas en esta gráfica se puede apreciar que  $Q_e$  acumulado a 24 h se reduce con el incremento del contenido de SCM en el cemento. No obstante, se presenta una mayor liberación de calor del cemento C15-A30 respecto a los cementos C10-A30 y C20-A30 durante estos periodos, a pesar de que estos cuentan con contenidos de SCM similares. Esto puede ser una evidencia de la sinergia entre la caliza y arcilla calcinada en el cemento C15-A30 (sección 1.1.2). Como se señaló anteriormente para el caso de la Figura 6-9, considerando la evaluación de  $Q_e$  a edades superiores a 24 h posiblemente se identifique una mayor liberación de calor en los

cementos C10-A30, C15-A30 y C20-A30, dado que se espera el desarrollo de reacciones puzolánicas a mediano y largo plazo en los cementos LC3.

**Figura 6-11:** Calor específico total ( $Q_e$ ) vs tiempo ( $t$ ) de cementos de prueba.



Fuente: Elaboración propia

Además, en la Tabla 6-5 se presentan los valores de  $Q_e$  obtenidos entre los puntos  $C_2$  y  $C_4$  de las curvas de  $T_e$  presentadas en la Figura 6-10 y calculados a partir de las curvas de ajuste de la Figura 6-2 para cada cemento de prueba. Esto permitió validar el contenido de  $SO_3$  formulado en cada cemento de prueba considerando que este permite obtener el máximo desempeño para  $Q_e$  entre los puntos  $C_2$  y  $C_4$ , encontrando diferencias menores al 10 % entre los valores de  $Q_e$  como se puede apreciar en la Tabla 6-5. Estas diferencias se consideran aceptables teniendo en cuenta la posible variabilidad del método de ensayo.

**Tabla 6-5:** Comparación de calor específico total ( $Q_e$ ) entre puntos  $C_2$  y  $C_4$  calculado mediante curvas de ajuste vs medido de cementos de prueba.

Cemento	$SO_3$ (%)	Ajuste	$Q_{C_2-C_4}$ curva de ajuste (J/gr)	$Q_{C_2-C_4}$ medido (J/gr)	Diferencia (%)
MR	3,06	-	-	175,80	-
C10-A10	3,86	C	101,55	108,21	6,56
C10-A20	3,42	CA	97,61	107,17	9,79
C10-A30	3,47	C	99,19	97,90	1,30
C15-A30	3,10	CA	101,81	110,61	8,64
C20-A30	3,00	CA	113,07	105,53	6,67

C: Ajuste cuadrático, CA: Ajuste cuadrático asimétrico (logarítmico).

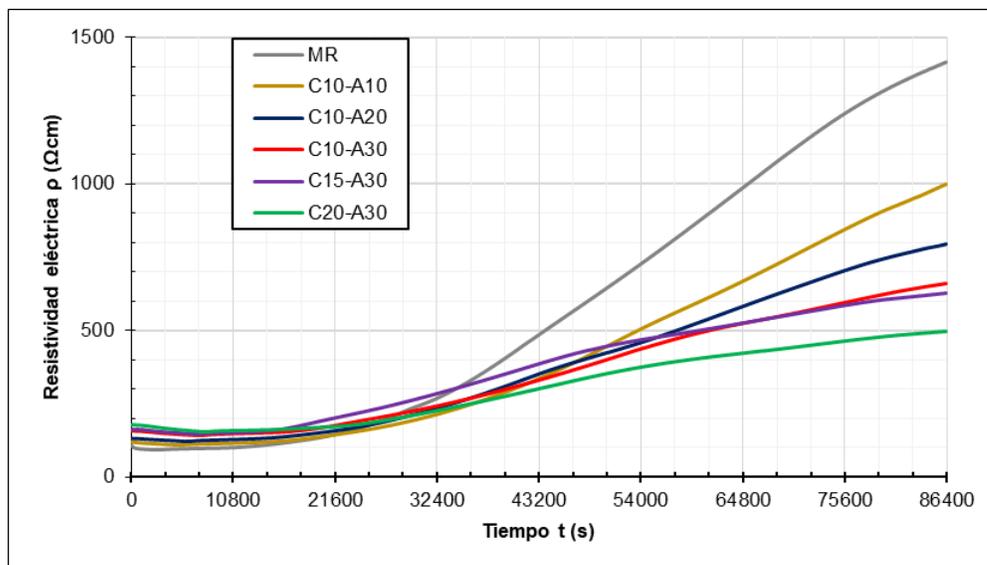
Fuente: Elaboración propia

### 6.1.6 Resistividad eléctrica

Las curvas de resistividad eléctrica ( $\rho$ ) versus el tiempo ( $t$ ) de cada cemento de prueba se presentan en la Figura 6-12. Para analizar estas curvas es necesario subdividir el proceso de hidratación durante las primeras 24 h en dos etapas. La etapa inicial abarca algunas horas en donde la hidratación está dominada por la conductividad eléctrica ( $\sigma$ ) de la solución de poros hasta alcanzar el punto de máxima saturación de iones, el cual se puede apreciar como un valor máximo de  $\sigma$  en la Figura 6-14, en donde se presentan las curvas de conductividad eléctrica ( $\rho$ ) versus el tiempo ( $t$ ) de cada cemento de prueba. La segunda etapa del proceso corresponde a una reducción de  $\sigma$  debido a la formación del “*esqueleto*” de la pasta de cemento con la precipitación continua de los productos de la hidratación.

En general, se puede apreciar un incremento significativo de  $\rho$  a 24 h en los cementos MR y C10-A10 respecto a cementos como el C20-A30, particularmente en la segunda etapa del proceso de hidratación mientras que, en la etapa inicial no se identificaron diferencias significativas en términos de  $\rho$ . Esto es consistente con lo observado en la Figura 6-9 y Figura 6-11, mostrando que para el caso de los cementos con mayores niveles de reemplazo de clínker, las reacciones químicas como por el ejemplo las reacciones puzolánicas, podrían continuar afectando directamente el desarrollo de la microestructura de la pasta a mediano y largo plazo.

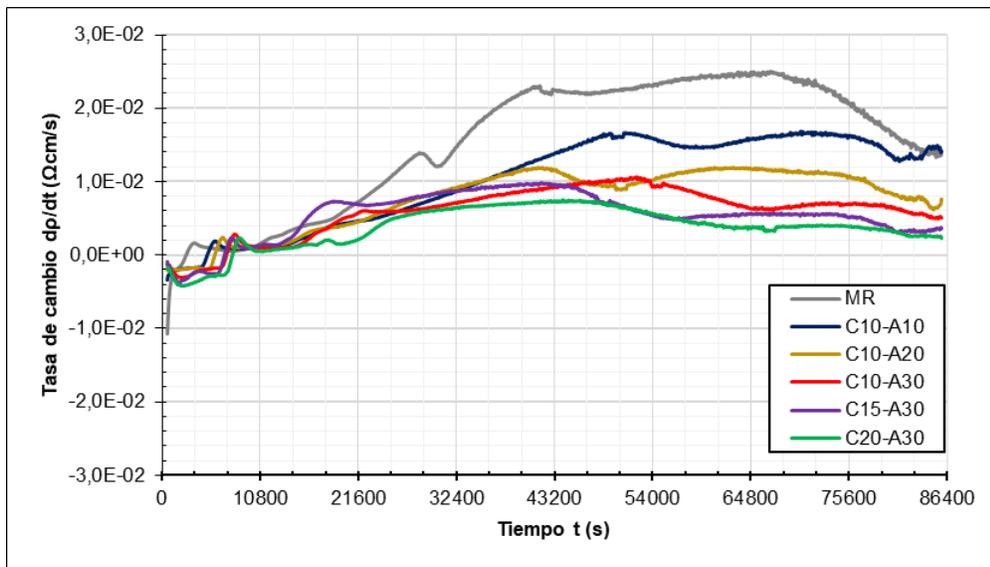
**Figura 6-12:** Resistividad eléctrica ( $\rho$ ) vs tiempo ( $t$ ) de cementos de prueba.



Fuente: Elaboración propia

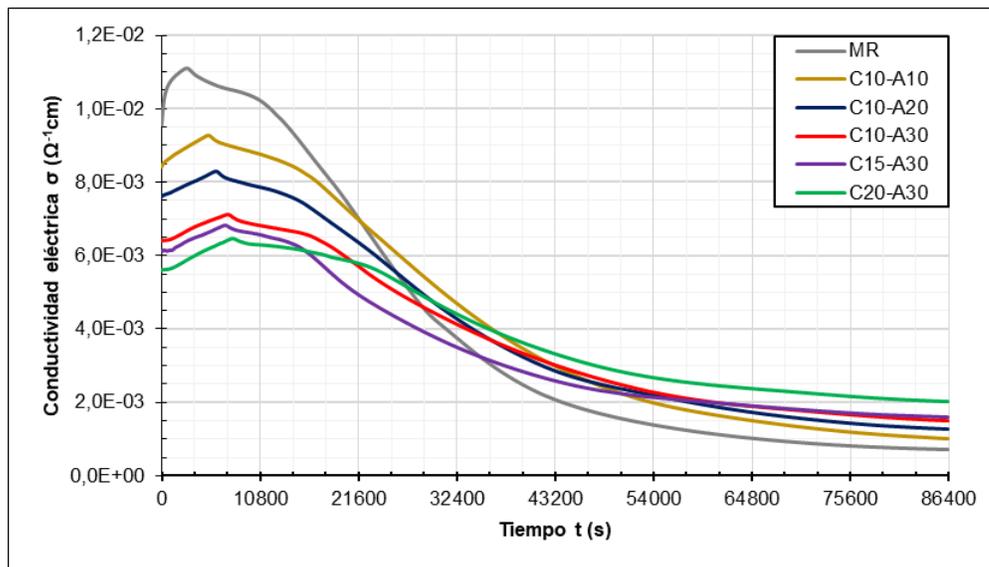
En la Figura 6-13 se presentan las curvas de tasa de cambio de  $\rho$  en el tiempo ( $t$ ) para los cementos de prueba, las cuales sirven como un indicador de la velocidad de desarrollo de la microestructura de la pasta de cemento. En este sentido, se pueden ver mayores tasas de cambio de la resistividad eléctrica en los cementos MR y C10-A10 (ver Figura 6-13), respecto a los otros cementos de prueba en los cuales  $\rho$  evoluciona lentamente. Esto evidencia que la velocidad de desarrollo del esqueleto de la pasta de cemento durante las primeras 24 h del proceso de hidratación fue directamente proporcional al factor clínker.

**Figura 6-13:** Tasa de cambio de resistividad eléctrica ( $\rho$ ) vs tiempo ( $t$ ) de cementos de prueba.



Fuente: Elaboración propia

En la Figura 6-14 se presentan las curvas de conductividad eléctrica ( $\sigma$ ) en el tiempo ( $t$ ) para los cementos de prueba, las cuales corresponden al inverso de  $\rho$ . En estas curvas, se identifica un “*máximo*” definido como el punto de máxima saturación de iones en la etapa inicial del proceso de hidratación del cemento que forma una solución acuosa, como se explicó en la sección 2.2.2. Dado que  $\sigma$  domina la etapa inicial del proceso de hidratación, las curvas de la Figura 6-14 permiten identificar el comportamiento de la pasta de cemento de forma más clara, por lo que estas representan una técnica con potencial para el estudio de este fenómeno. En general, se puede ver en la Figura 6-14 que este punto se desplaza en función del contenido factor clínker de los cementos de prueba, lo que se puede asociar tanto a su contenido de  $\text{SO}_3$  como a la interacción entre la caliza y la arcilla calcinada durante el proceso de hidratación.

**Figura 6-14:** Conductividad eléctrica ( $\sigma$ ) vs tiempo ( $t$ ) de cementos de prueba.

Fuente: Elaboración propia

## 6.2 Especímenes de ensayo

Los resultados de la ejecución de ensayos de caracterización y control de los diseños de mezcla para la fabricación y obtención de los especímenes de ensayo de mortero y concreto se presentan en esta sección, de acuerdo con la metodología presentada en las secciones 5.2.3 y 5.2.4, respectivamente.

### 6.2.1 Mortero

La resistencia a la compresión ( $f'_m$ ) en cubos de los morteros de prueba a 3 días, 7 días y 28 días desde su fabricación, determinada de acuerdo con la norma ASTM C109 [109] se presenta en la Figura 6-15. Además, estos especímenes fueron elaborados con la relación  $a/mc$  presentada en la Tabla 6-6 y requerida para obtener una fluidez de  $110 \% \pm 5 \%$  en el ensayo de mesa de flujo bajo la norma ASTM C1437 [163].

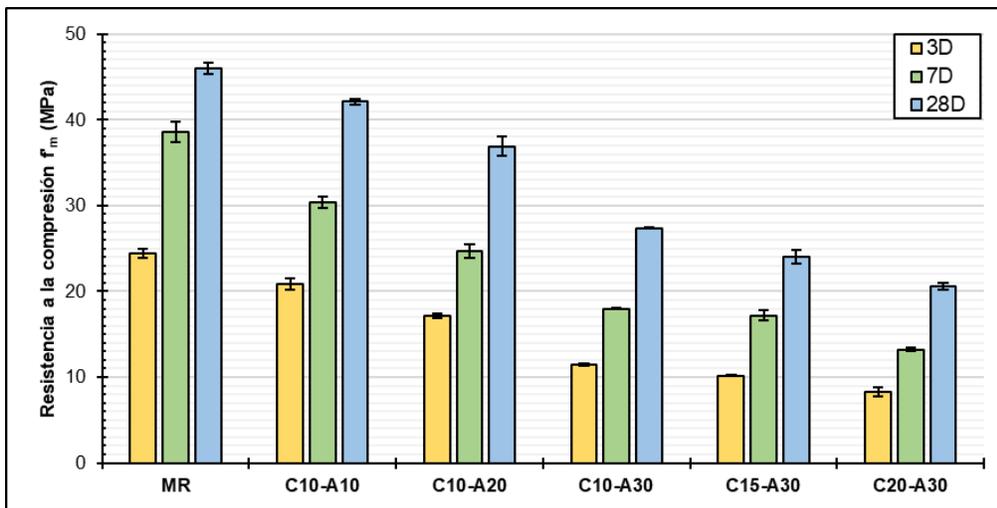
**Tabla 6-6:** Relación  $a/mc$  para obtener fluidez de  $110 \% \pm 5 \%$  de morteros de prueba en ensayo de mesa de flujo.

	MR	C10-A10	C10-A20	C10-A30	C15-A30	C20-A30
Relación $a/mc$	0,588	0,582	0,585	0,588	0,585	0,593

Fuente: Propia

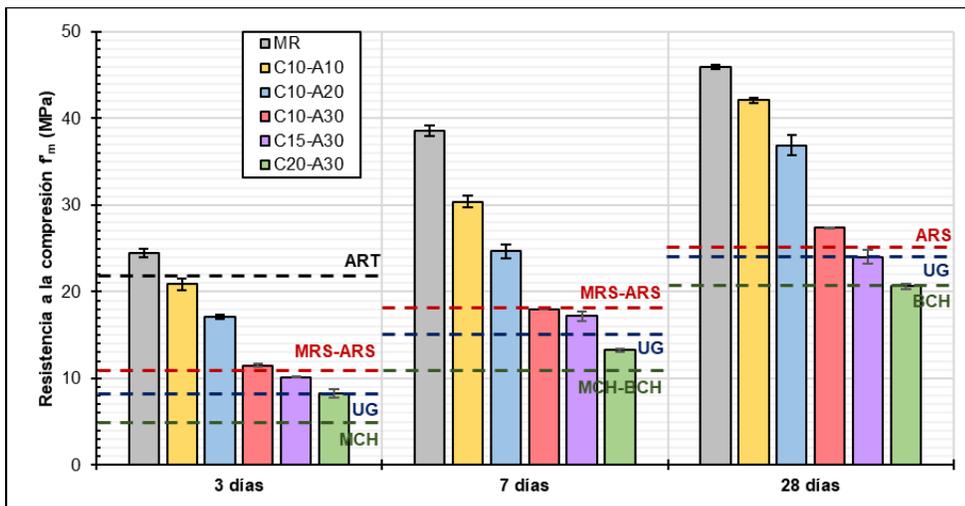
En la Figura 6-15 se puede apreciar que para el mortero MR se obtuvieron las mayores resistencias en todas las edades seguido del mortero C10-A10 y C10-A20. Para el resto de los morteros de prueba se presenta una reducción significativa de las resistencias en todas las edades en función del factor clinker. Además, en la Figura 6-16 se presenta la clasificación de los cementos de prueba de acuerdo con la norma NTC 121 [136], en función de la resistencia a la compresión del mortero (ver Figura 6-15). De esta manera, los cementos C10-A10 y C10-A20 en términos de resistencia se podrían clasificar como UG, ARS o MRS, y los cementos C10-A30 y C15-A30 como MCH o BCH.

**Figura 6-15:** Resistencia a la compresión ( $f'_m$ ) en cubos de morteros de prueba.



Fuente: Elaboración propia

**Figura 6-16:** Clasificación NTC 121 [136] de cementos de prueba en función de  $f'_m$ .

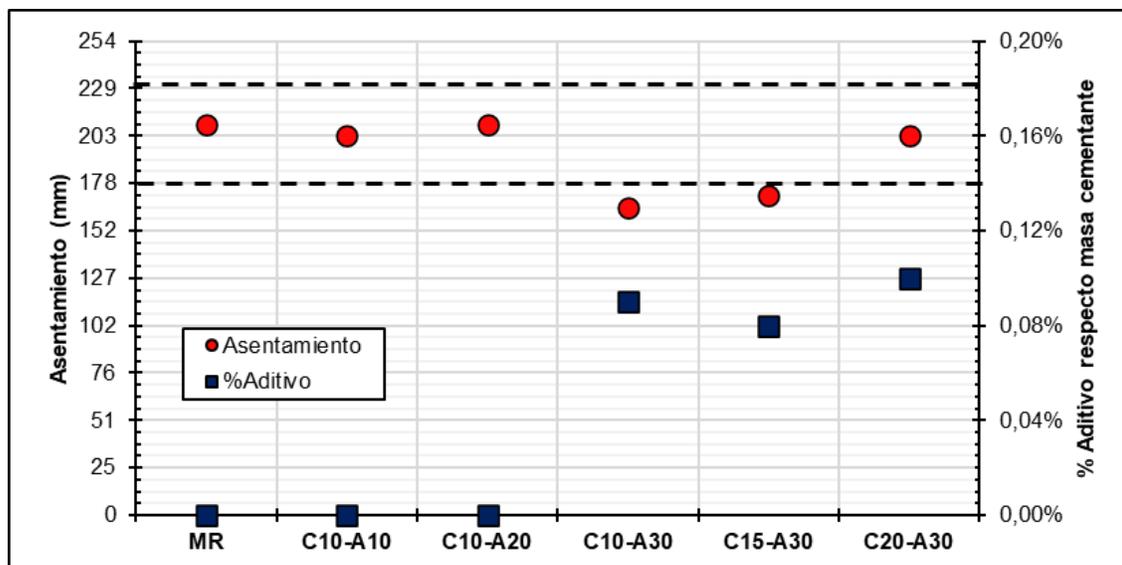


Fuente: Elaboración propia

## 6.2.2 Concreto

El asentamiento en los concretos de prueba determinado de acuerdo con la norma ASTM C143 [164] se presenta en la Figura 6-17, incluyendo la dosis de aditivo respecto a la masa de material cementante utilizada en la fabricación de cada mezcla. En ambos casos, los datos están dados para una relación  $a/mc$  fija igual a 0,50 de acuerdo con los diseños de mezcla formulados (sección 5.2.4.1). Es de notar que la determinación de la dosis final de aditivo implicó la realización previa de mezclas de ajuste.

**Figura 6-17:** Asentamiento y dosis de aditivo respecto a masa de cementante de los concretos de prueba con una relación  $a/mc = 0,50$ .



Fuente: Elaboración propia

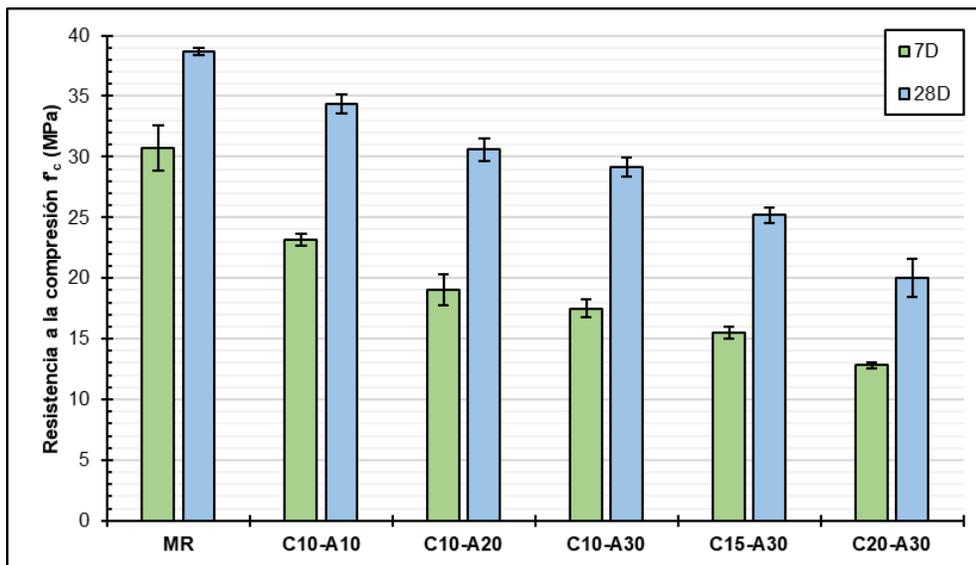
Como se puede apreciar en la Figura 6-17, el uso de aditivo reductor de agua con dosis entre el 0,08 % y 0,10 % respecto a la masa de cementante fue necesario en concretos fabricados con los cementos LC3 de prueba con un 30 % de arcilla calcinada, la cual modificó de forma importante la trabajabilidad del concreto. En términos de asentamiento del concreto fresco, en la Figura 6-17 se muestra también la franja de diseño: 203,2mm (8 pulg.)  $\pm$  25,4 mm (1 pulg.). Así, el asentamiento de la mayoría de los concretos de prueba se encontró en este rango, con excepción de los concretos C10-A30 y C15-A30 que presentaron asentamientos inferiores, pero cercanos a 177,8 mm (7 pulg.).

A pesar de esto, todas las mezclas de los concretos de prueba en estado fresco presentaron un comportamiento cohesivo y con la trabajabilidad deseada en la fabricación de los especímenes de ensayo.

La resistencia a la compresión ( $f'_c$ ) a 7 días y 28 días desde la fabricación de los concretos de prueba determinada de acuerdo con la norma ASTM C39 [115] se presenta en la Figura 6-18. En esta gráfica, se observan menores resistencias en los concretos LC3 de prueba a edades de hasta 28 días respecto al concreto MR, lo que se puede asociar a un menor factor clínter en el cemento. Además, para los concretos MR, C10-A10, C10-A20 y C10-A30 se cumplió con la resistencia a compresión a 28 días de diseño.

Además, se observa en la Figura 6-18 que los concretos de prueba con contenidos de caliza igual o superior al 15 % en el cemento, mostraron una reducción importante de la resistencia respecto al concreto MR. Así, para los concretos C15-A30 y C20-A30 se obtuvieron resistencias a la compresión a 28 días cercanas a 25 MPa y 20 MPa, respectivamente. Sin embargo, se espera que a edades mayores las resistencias a la compresión en los concretos LC3 se incrementen, teniendo en cuenta el desarrollo de reacciones puzolánicas que pueden darse en presencia de arcilla calcinada en el cemento.

**Figura 6-18:** Resistencia a la compresión ( $f'_c$ ) de concretos de prueba.

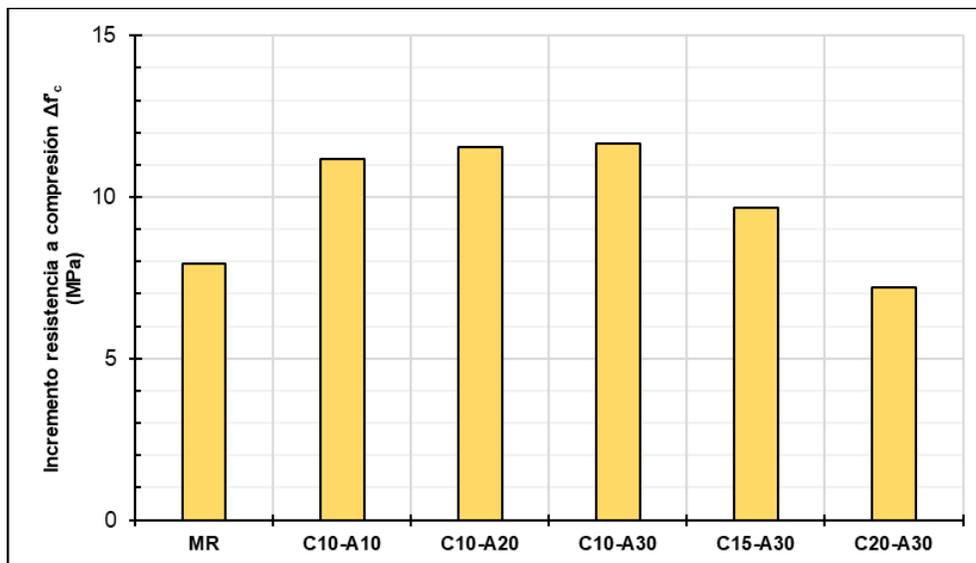


Fuente: Elaboración propia

En la Figura 6-19 se presenta el incremento de la resistencia a la compresión ( $f'_c$ ) de los concretos de prueba entre 7 días y 28 días, de acuerdo con los datos presentados en la

Figura 6-18. Así, se puede apreciar en la Figura 6-19 que los concretos C10-A10, C10-A20 y C10-A30 mostraron un incremento de resistencia en este periodo de tiempo entre 11 MPa y 12 MPa, respectivamente; los concretos C15-A30 y C20-A30 un incremento de 9,5 MPa y 7 MPa, respectivamente; y el concreto MR presentó un incremento de 8 MPa, por lo que, la mayor parte de la resistencia de este concreto se desarrolló durante los primeros 7 días. Esto permite concluir que los concretos LC3 de prueba presentaron un desarrollo de resistencia igual o superior al concreto MR en el intervalo de tiempo comprendido entre 7 días y 28 días desde su fabricación.

**Figura 6-19:** Incremento de resistencia a la compresión ( $f'_c$ ) de concretos de prueba entre 7 días y 28 días.



Fuente: Elaboración propia

La absorción, densidades y volumen de poros permeables de los concretos de prueba determinadas de acuerdo con la metodología descrita en la sección 5.2.4.3, se presentan en la Tabla 6-7. En general, los concretos MR, C10-A10, C10-A20 y C10-A30 presentaron una absorción similar entre 6,8 % y 6,9 %, el concreto C10-A20 una absorción menor del 5,8 % y el C20-A30 una absorción mayor del 8,1 %. En cuanto a las densidades secas y aparentes, se obtuvieron valores similares entre los diferentes concretos de prueba. Además, los concretos MR, C10-A10, C10-A20 y C15-A30 mostraron un volumen de poros permeables entre el 14,4 % y 15,1 %, mientras que el concreto C10-A30 un 12,9 % y el concreto C20-A30 un 17,2 % (más alto).

**Tabla 6-7:** Absorción, densidades y volumen de poros permeables de concretos de prueba.

		MR	C10-A10	C10-A20	C10-A30	C15-A30	C20-A30
Absorción (%)	PR	6,9	6,8	6,5	5,8	6,9	8,1
Densidad seca (g/cm <sup>3</sup> )	PR	2.198,42	2.198,74	2.211,17	2.247,65	2.184,36	2.117,87
Densidad aparente (g/cm <sup>3</sup> )	PR	2.586,52	2.592,16	2.607,02	2.573,57	2.583,63	2.567,22
	DE	9,19	13,41	30,34	37,50	24,43	44,29
	CV	0,4 %	0,5 %	1,2 %	1,5 %	0,9 %	1,7 %
Volumen poros permeables (%)	PR	15,1	14,9	14,4	12,9	15,1	17,2
	DE	0,4	1,0	2,1	1,5	1,3	1,7
	CV	2,8 %	6,7 %	14,5 %	11,5 %	8,6 %	10,2 %

PR: promedio; DE: desviación estándar; CV: coeficiente de variación.

Fuente: Elaboración propia

## 6.3 Evaluación de la resistencia a la corrosión debida a la carbonatación

La evaluación de la resistencia a la corrosión debida a carbonatación en los concretos fabricados con los cementos LC3 de prueba se presenta en esta sección, de acuerdo con la metodología presentada en la sección 5.3. También, se estudia la resistencia a la carbonatación en la pasta y mortero fabricado con los cementos de prueba.

### 6.3.1 Carbonatación

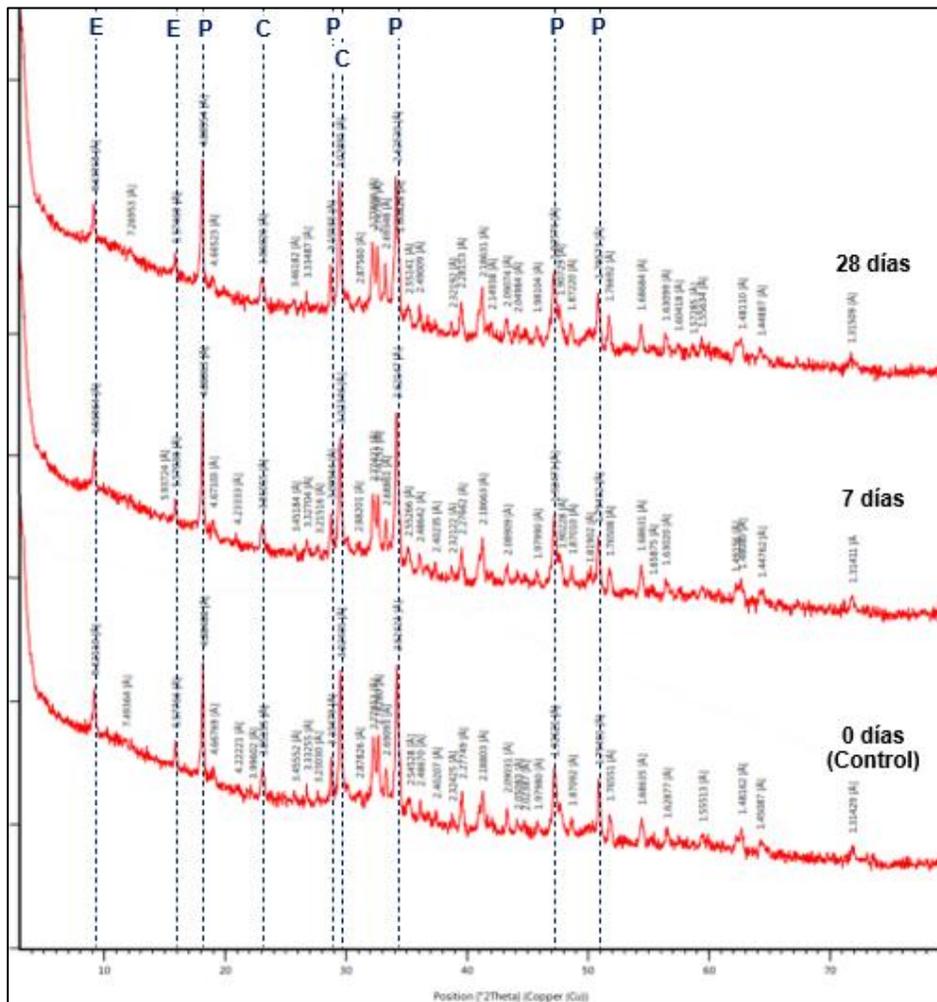
El estudio de la resistencia a la carbonatación de los concretos fabricados con los cementos de prueba se basó en la realización de pruebas aceleradas siguiendo los lineamientos de la norma británica BS EN 12390-12 [124]. Igualmente, se realizaron ensayos en especímenes expuestos a condición de carbonatación natural para tener una referencia inicial respecto a la condición acelerada, teniendo en cuenta que la carbonatación natural es un proceso que se desarrolla muy lentamente. Además, se evaluó el efecto de la carbonatación sobre la resistencia a la compresión del mortero y se estudió de forma cualitativa los efectos en la transformación de minerales en la pasta de cemento, asociados con el proceso de carbonatación acelerada.

#### 6.3.1.1 Pasta

De la Figura 6-20 a la Figura 6-25 se presentan los difractogramas obtenidos en muestras de pasta de cemento hidratada y elaborada con los cementos de prueba (sección 5.3.3), las cuales fueron expuestas a 7 días y 28 días de carbonatación acelerada. Los minerales

principalmente relacionados con el proceso de carbonatación en el cemento son: calcita, aragonita y vaterita. Aunque productos como el gel CSH o CASH sufren transformaciones debidas a la carbonatación, solo se considera la portlandita en este caso. De forma similar, teniendo en cuenta la presencia de arcilla calcinada y yeso en los cementos LC3, se identifican minerales de interés como el cuarzo y la etringita, este último producto de la interacción del  $C_3A$ , el yeso y el agua durante el proceso de hidratación (ver Tabla 2-3). Además, la identificación e interpretación de los minerales de interés se realizó con base en los difractogramas de cada materia prima (sección 4.1), así como tomando como referencia la base de datos RRUFF [177].

**Figura 6-20:** Difractograma de pasta de cemento MR a 0 días (control), 7 días y 28 días de exposición a carbonatación acelerada.

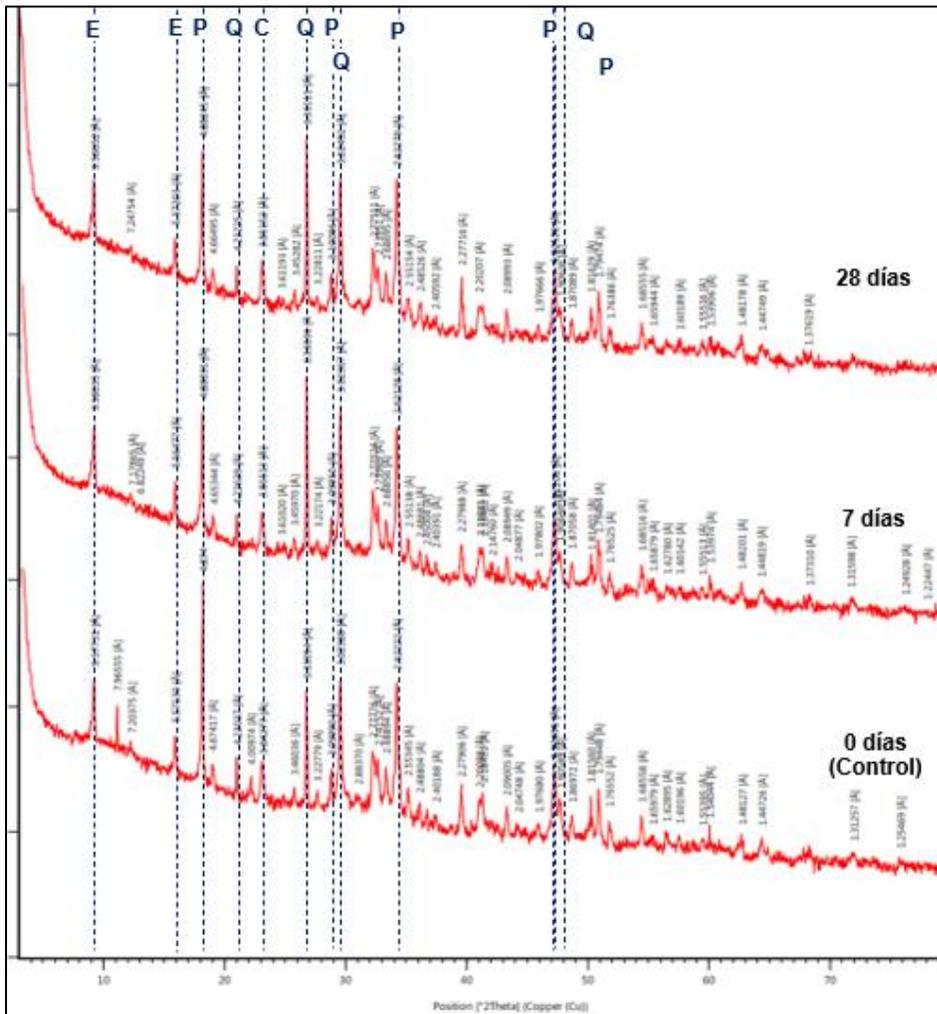


A: aragonita; C: calcita; E: etringita; P: portlandita; Q: cuarzo.

Fuente: Laboratorio Nacional de Suelos IGAC & elaboración propia

Para el caso del cemento MR, en la Figura 6-20 se puede apreciar una presencia importante de picos de portlandita (P) y algunos picos de calcita (C). Respecto a la pasta más carbonatada, no se aprecian cambios significativos en la intensidad de los picos de P y C. Por su parte, para el cemento C10-A10 en la Figura 6-21 se pueden ver picos de cuarzo (Q) asociados a la presencia de arcilla calcinada, y no se presentaron variaciones significativas en la intensidad de los picos P y C de forma similar al cemento MR.

**Figura 6-21:** Difractograma de pasta de cemento C10-A10 a 0 días (control), 7 días y 28 días de exposición a carbonatación acelerada.



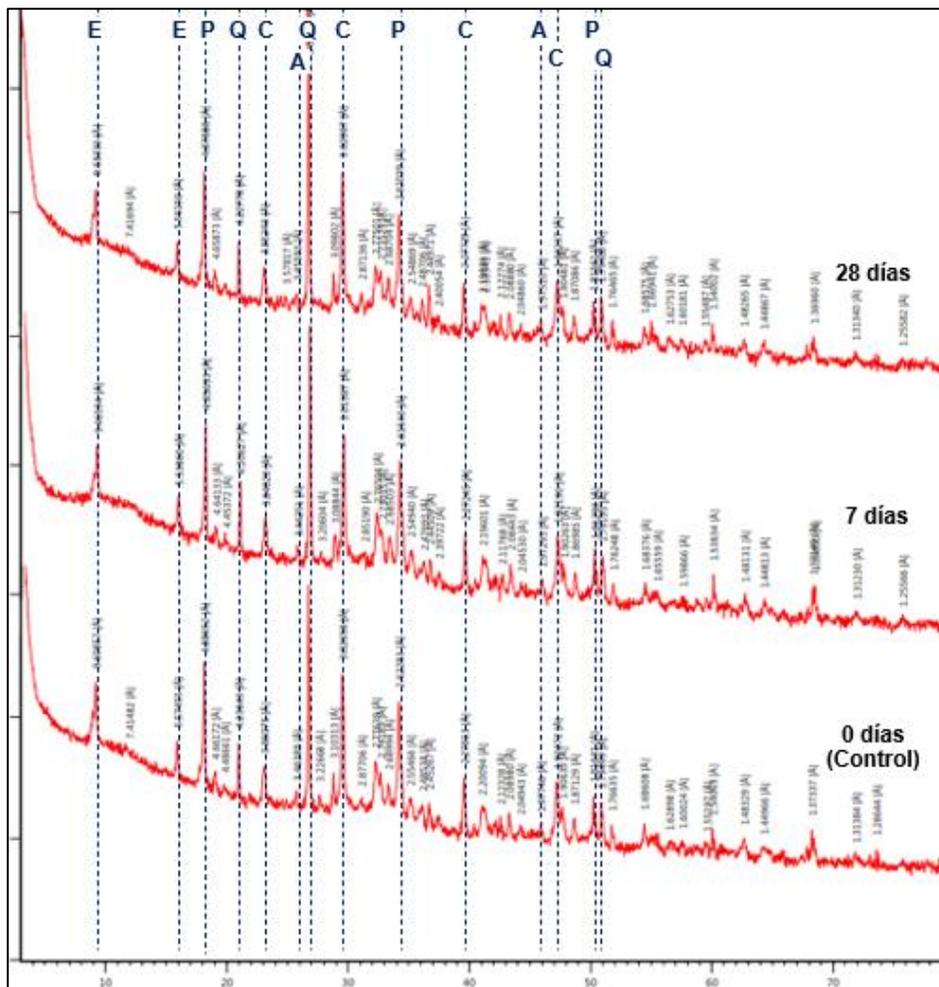
A: aragonita; C: calcita; E: etringita; P: portlandita; Q: cuarzo.

Fuente: Laboratorio Nacional de Suelos IGAC & elaboración propia

Por su parte, para el cemento C10-A10 en la Figura 6-22 se presentan picos Q de mayor intensidad que se pueden asociar a un mayor contenido de arcilla calcinada en este

cemento. También, se puede observar una leve reducción en la intensidad de los picos P y un leve aumento en la intensidad de los picos C como efecto de la carbonatación. Sin embargo, la intensidad de los picos P es menor que en los cementos MR y C10-A10, lo que indica una menor presencia de portlandita en el cemento C10-A20 y, en consecuencia, una menor reserva alcalina.

**Figura 6-22:** Difractograma de pasta de cemento C10-A20 a 0 días (control), 7 días y 28 días de exposición a carbonatación acelerada.



A: aragonita; C: calcita; E: etringita; P: portlandita; Q: cuarzo.

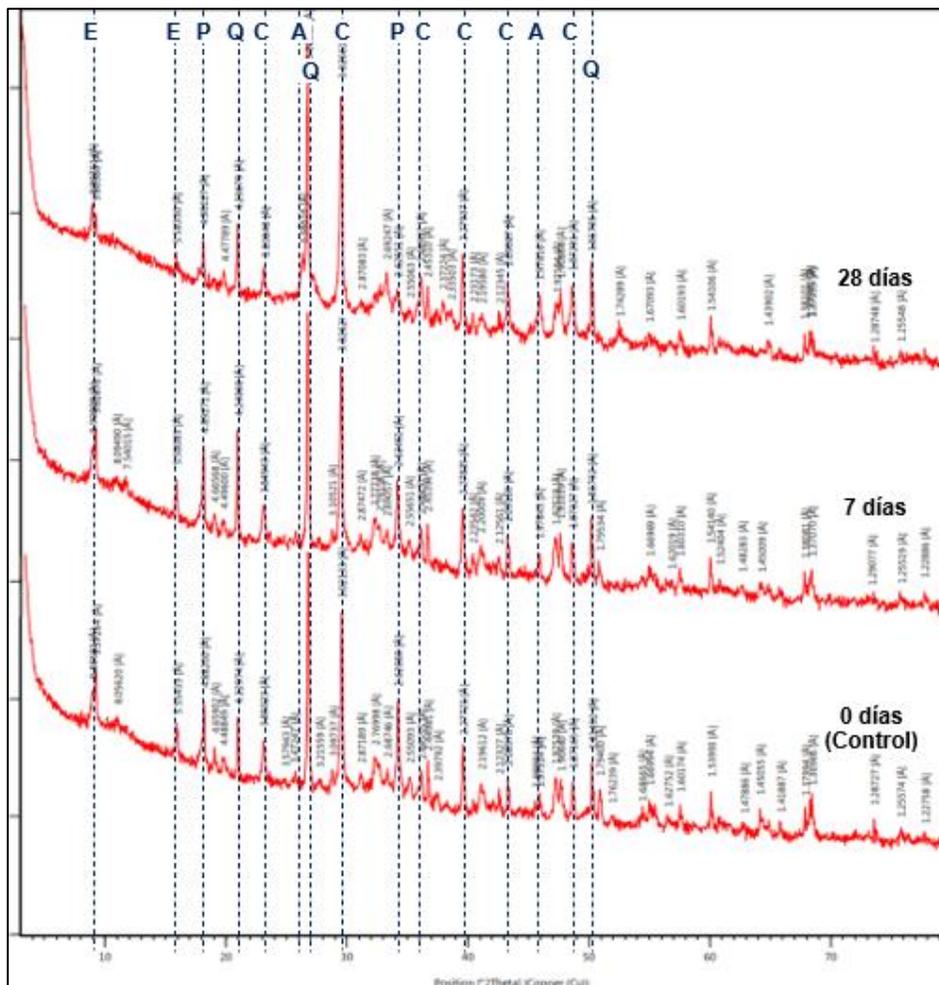
Fuente: Laboratorio Nacional de Suelos IGAC & elaboración propia

Para el caso del cemento C10-A30 en la Figura 6-23 se presenta la intensidad de los picos Q es mayor respecto a los cementos C10-A10 y C10-A20, debido a un mayor contenido de arcilla calcinada. Además, se aprecia en la Figura 6-23 una reducción más evidente de los picos de P como efecto de la carbonatación de la pasta de cemento. También, se puede



de forma más clara en la Figura 6-24 una menor intensidad en los picos P y como esta se reduce por efecto de la carbonatación. En concordancia con esto, se presenta un leve incremento en los picos C, aunque debido a una mayor presencia de caliza en el cemento C15-A30 este no es significativo. También, se aprecia la aparición de picos A y una mayor intensidad de estos en la pasta de cemento carbonatada.

**Figura 6-24:** Difractograma de pasta de cemento C15-A30 a 0 días (control), 7 días y 28 días de exposición a carbonatación acelerada.



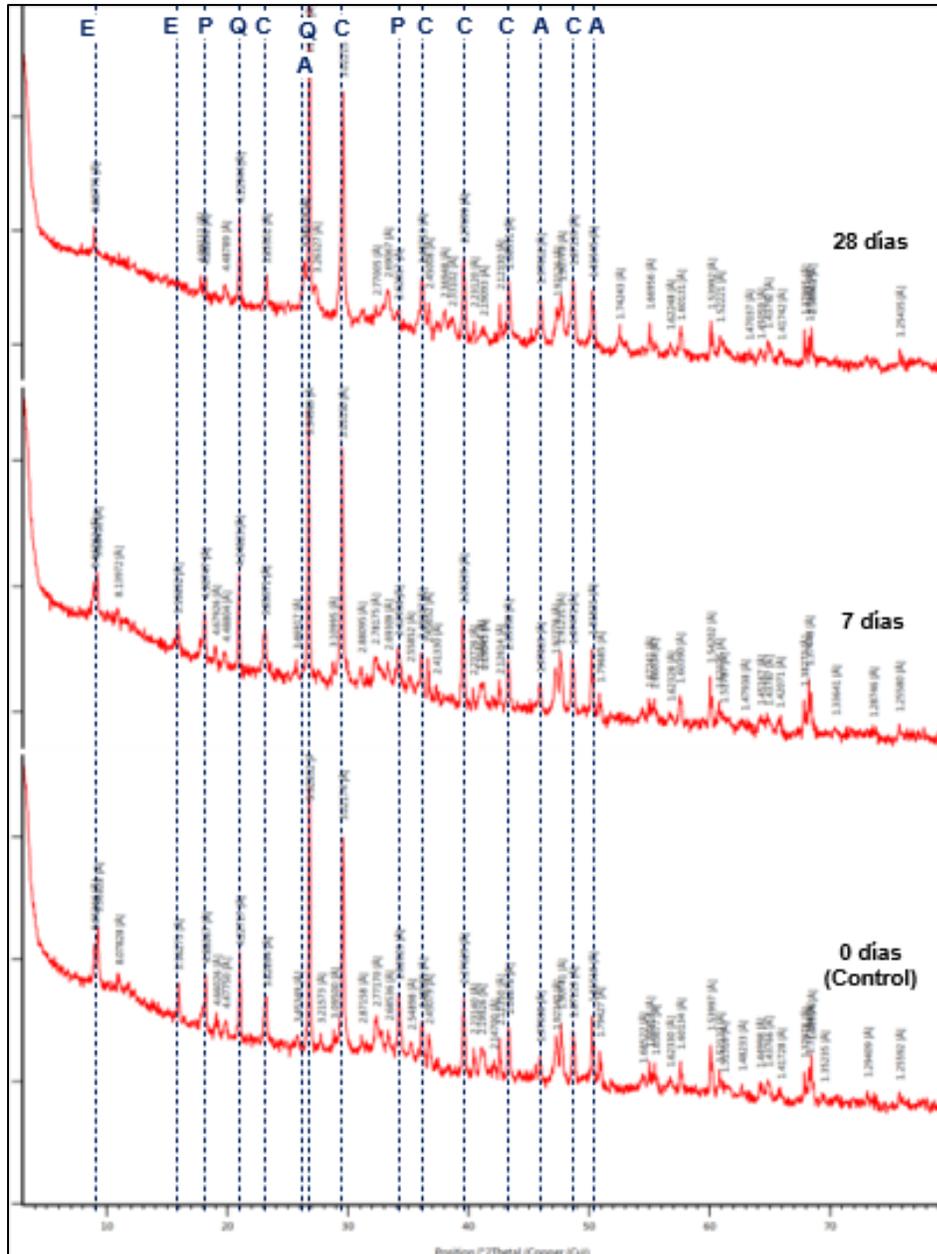
A: aragonita; C: calcita; E: etringita; P: portlandita; Q: cuarzo.

Fuente: Laboratorio Nacional de Suelos IGAC & elaboración propia

Por último, en la Figura 6-25 se puede apreciar para el cemento C20-A30 una reducción de la intensidad de los picos P respecto a los otros cementos de prueba y como efecto de la carbonatación. De esta forma, se puede ver que el cemento C20-A30 presenta la menor disponibilidad de portlandita de todos los cementos de prueba.

También, la presencia de los picos Q sigue patrones similares a los observados en los cementos C10-A30 y C15-A30 con contenidos de arcilla calcinada similares. De igual forma, en el cemento C20-A20 se identifican más claramente picos de A y un incremento en su intensidad en la pasta carbonatada.

**Figura 6-25:** Difractograma de pasta de cemento C20-A30 a 0 días (control), 7 días y 28 días de exposición a carbonatación acelerada.



A: aragonita; C: calcita; E: etringita; P: portlandita; Q: cuarzo.

Fuente: Laboratorio Nacional de Suelos IGAC & elaboración propia

También, la presencia de caliza en los cementos LC3 de prueba no permite identificar incrementos significativos de calcita como producto de la carbonatación de la pasta de cemento y solo para mayores contenidos de SCM se identifica la presencia de aragonita. Por lo tanto, tal como es reportado ampliamente en la literatura, la resistencia a la carbonatación de la pasta de cemento está controlada inicialmente por la disponibilidad de portlandita y su efecto en la alcalinidad del concreto. Además, es importante destacar la influencia de la presencia de álcalis en la solución de poros tanto en proveer alcalinidad al concreto, como en facilitar la disolución del CO<sub>2</sub> gaseoso que ingresa al concreto durante el proceso de carbonatación (sección 2.4.1). De otro lado, no se evidenciaron efectos significativos de la carbonatación en la presencia de minerales como la etringita y el cuarzo, asociados a la presencia de yeso y arcilla calcinada en los cementos de prueba, respectivamente.

Respecto a las diferencias que se pudieran presentar en la pasta de cemento carbonatada en condición natural, en lugar de la condición acelerada, particularmente para el caso de los cementos LC3, Shah et al. [43] mostraron que los cambios que se producen en el ensamblaje de fases y microestructura en la pasta de cemento carbonatada fueron similares tanto en condición de carbonatación natural como acelerada.

### 6.3.1.2 Mortero

La resistencia a la compresión ( $f'_m$ ) en cubos de morteros hechos con los cementos de prueba y determinada de acuerdo con la norma ASTM C109 [109], expuestos a 0 días (control), 7 días, 28 días y 84 días de carbonatación natural y acelerada (secciones 5.2.3.1 y 5.3.4) se presenta en la Figura 6-26 y la Figura 6-28, respectivamente. Además, estos especímenes fueron elaborados con una relación  $a/mc$  fija igual a 0,50 ajustando la dosis de aditivo reductor de agua para obtener una fluidez de 100 %  $\pm$  5 % en el ensayo de mesa de flujo bajo la norma ASTM C1437 [163], como se puede apreciar en la Tabla 6-8.

**Tabla 6-8:** Dosis (%) de aditivo reductor de agua para una relación  $a/mc$  fija igual a 0,50 y obtener una fluidez de 100 %  $\pm$  5 % de morteros de prueba en ensayo de mesa de flujo.

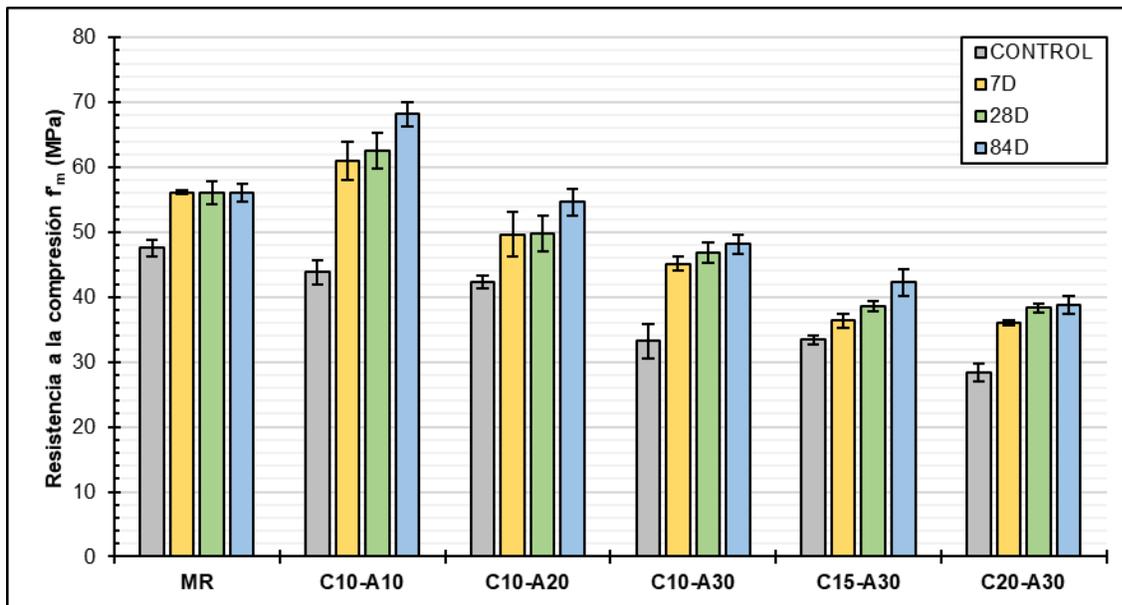
	MR	C10-A10	C10-A20	C10-A30	C15-A30	C20-A30
% dosis aditivo <sup>1</sup>	0,30	0,18	0,32	0,37	0,44	0,35

**Nota 1:** Respecto a masa de cementante.

Fuente: Propia

En la condición de carbonatación natural, en la Figura 6-26 se puede apreciar que el mortero C10-A10 presenta la mayor resistencia a la compresión a todas las edades (entre 61 MPa y 68,2 MPa), seguido de los morteros MR (entre 56,1 MPa y 56 MPa) y C10-A20 (entre 49,6 MPa y 54,6 MPa). Por su parte, el mortero C20-A20 presenta la menor resistencia a la compresión a todas las edades entre 36,0 MPa y 38,7 MPa. No obstante, es importante destacar que el incremento de la resistencia en los morteros de prueba en la condición de carbonatación natural, se puede asociar a la continuidad del desarrollo de las reacciones de hidratación como las reacciones puzolánicas a mediano y largo plazo presentes en los cementos LC3, y no propiamente a la condición de exposición. Por lo tanto, el desarrollo de la resistencia a la compresión de los morteros LC3 de prueba está controlado por el cementante, bajo la consideración que los morteros fueron fabricados bajo con una relación  $a/mc$  fija y dosis de aditivo semejantes.

**Figura 6-26:** Resistencia a la compresión ( $f'_m$ ) de morteros de prueba expuestos a carbonatación natural.



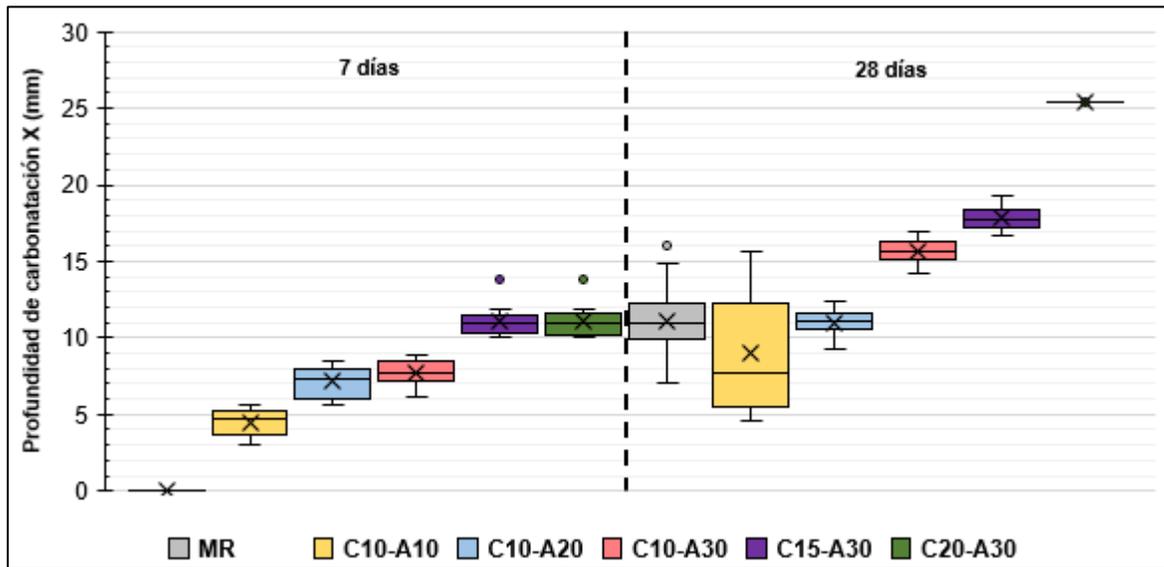
**Nota:** Los especímenes de control corresponden con 28 días de curado y sin carbonatar.

Fuente: Elaboración propia

En la Figura 6-27 se presentan los diagramas de cajas y bigotes para las profundidades de carbonatación ( $X$ ) medidas sobre cubos de los morteros de prueba luego de 7 días y 28 días de exposición en condición acelerada. Estos diagramas permiten identificar la dispersión del conjunto de datos y los datos atípicos (sección 5.3.5), así como evidenciar

que, en general los morteros hechos con cementos de prueba con mayor contenido de SCM como el C15-A30 y C20-A30, presentaron una menor resistencia a la carbonatación.

**Figura 6-27:** Diagramas de caja y bigotes de lecturas de profundidad de carbonatación (X) de morteros de prueba expuestos a 7 días y 28 días de carbonatación acelerada.

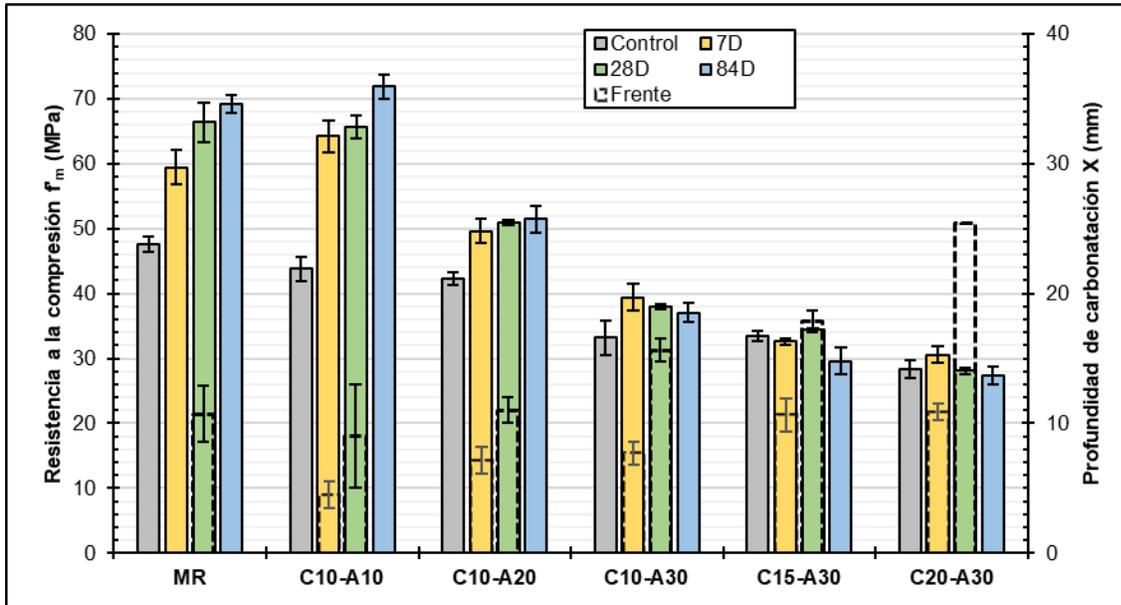


Fuente: Elaboración propia

En la Figura 6-28 se presenta también la profundidad de carbonatación (X) medida en los morteros de prueba expuestos a carbonatación acelerada. La tendencia observada en la Figura 6-26 para la condición natural se mantiene en el caso de la condición de carbonatación acelerada presentada en la Figura 6-28: el mortero C10-A10 presenta la mayor resistencia a la compresión a todas las edades entre 64,2 MPa y 71,9 MPa, seguido del mortero MR entre 59,5 MPa y 69,2 MPa, y del mortero C10-A20 entre 49,7 MPa y 51,4 MPa.

Además, en la Figura 6-28 se puede evidenciar que en aquellos morteros en donde la profundidad de carbonatación alcanzó cerca de un 50 % o más de la longitud del espécimen carbonatable, se observaron efectos adversos en el desarrollo de la resistencia a la compresión en el mortero. Esto ocurrió en los morteros C10-A30, C15-A30 y C20-A30 incluso desde edades de 7 días mostrando que los morteros fabricados con cementos LC3 con factor clínker igual o inferior al 60%, presentaron una menor resistencia a la carbonatación acelerada.

**Figura 6-28:** Resistencia a la compresión ( $f'_m$ ) y profundidad de carbonatación ( $X$ ) de morteros de prueba expuestos a carbonatación acelerada.



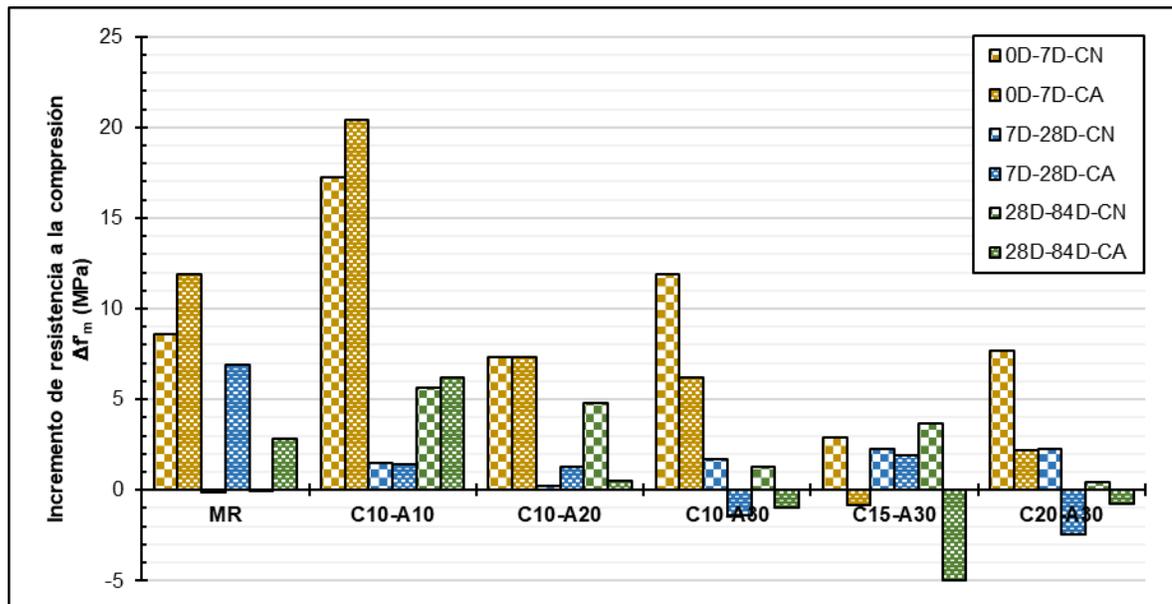
**Nota:** Los especímenes de control corresponden con 28 días de curado y sin carbonatar.

Fuente: Elaboración propia

Para ilustrar y comparar el desarrollo de  $f'_m$  de los morteros de prueba expuestos a carbonatación natural y acelerada se presenta la Figura 6-29, en la cual se puede ver el incremento de  $f'_m$  entre edades de exposición para cada condición. De esta forma, se puede ver que el mortero C10-A10 presentó el mejor desempeño con una evolución de  $f'_m$  tanto en condición de carbonatación natural como acelerada. Por su parte, el mortero MR presentó un incremento de  $f'_m$  en edades tempranas y en condición de carbonatación acelerada, mientras que, en condición natural no incrementó su resistencia a mediano y largo plazo. Para el caso del mortero C10-A20 se observa un estancamiento del incremento en la resistencia a la compresión en condición de carbonatación acelerada, en contraste con la condición natural donde mostró la tendencia opuesta. Respecto a los morteros C10-A30, C15-A30 y C20-A30 se presenta un comportamiento similar: en condición de carbonatación natural presentaron un incremento de la resistencia a la compresión entre edades de exposición, aunque de manera menos significativa que los otros morteros; sin embargo, en condición de carbonatación acelerada se observaron reducciones de la resistencia a la compresión entre las diferentes edades de exposición.

Por tal razón, los morteros fabricados con cementos de prueba con factor clínker igual o inferior del 60 % y expuestos a carbonatación acelerada, presentaron un impacto negativo en el desarrollo de  $f'_m$ . A pesar de que en condición natural no se percibió un efecto adverso, posiblemente relacionado con una mayor actividad puzolánica a mediano y largo plazo en estos cementos, el desarrollo de la resistencia en estos morteros fue menos significativo respecto a los morteros con menor contenido de SCM.

**Figura 6-29:** Incremento de resistencia a la compresión ( $f'_m$ ) de morteros de prueba expuestos a carbonatación natural y acelerada entre diferentes edades de exposición.



CN: carbonatación natural; CA: carbonatación acelerada.

Fuente: Elaboración propia

De la Figura 6-28 se obtiene la Tabla 6-9 en la cual se estiman las tasas de carbonatación acelerada ( $k_{m-CA}$ ) preliminares en los morteros de prueba (Ecuación 2-1). En esta tabla, se evidencia que el mortero C10-A10 presenta la mayor resistencia a la carbonatación al tener una tasa de carbonatación más baja ( $1,696 \text{ mm/día}^{0.5}$ ) mientras que el mortero C20-A30 presenta una menor resistencia a la carbonatación con una tasa de carbonatación más alta ( $4,106 \text{ mm/día}^{0.5}$ ). En general, los morteros fabricados con los cementos de prueba que tienen un mayor nivel de reemplazo de clínker, mostraron una menor resistencia a la carbonatación en condición acelerada. No obstante, esta evaluación en el mortero se toma como una referencia inicial y preliminar, y se presenta con mayor detalle para el concreto en la sección 6.3.1.3.

**Tabla 6-9:** Tasas de carbonatación acelerada ( $k_m$ ) preliminares de morteros de prueba.

Cemento	$k_{m-CA}$ (mm/días <sup>0,5</sup> )
MR	2,023
C10-A10	1,696
C10-A20	2,390
C10-A30	2,937
C15-A30	3,705
C20-A30	4,106

Fuente: Elaboración propia

Desde otra perspectiva, la carbonatación del mortero puede ser vista como una técnica para atrapar o secuestrar CO<sub>2</sub> en cementos adicionados, proceso que es inherente al ciclo del carbonato de calcio en la naturaleza y en general representa beneficios medioambientales asociados con la mitigación de las emisiones de CO<sub>2</sub> antrópicas. De hecho, el curado mediante carbonatación acelerada es uno de los métodos más utilizados para cementos adicionados [99]. Así, los morteros C10-A10 y C10-A20 mostraron una capacidad importante de atrapar CO<sub>2</sub> mediante el proceso de carbonatación acelerada sin comprometer el desarrollo de la resistencia mecánica de forma comparable al mortero MR.

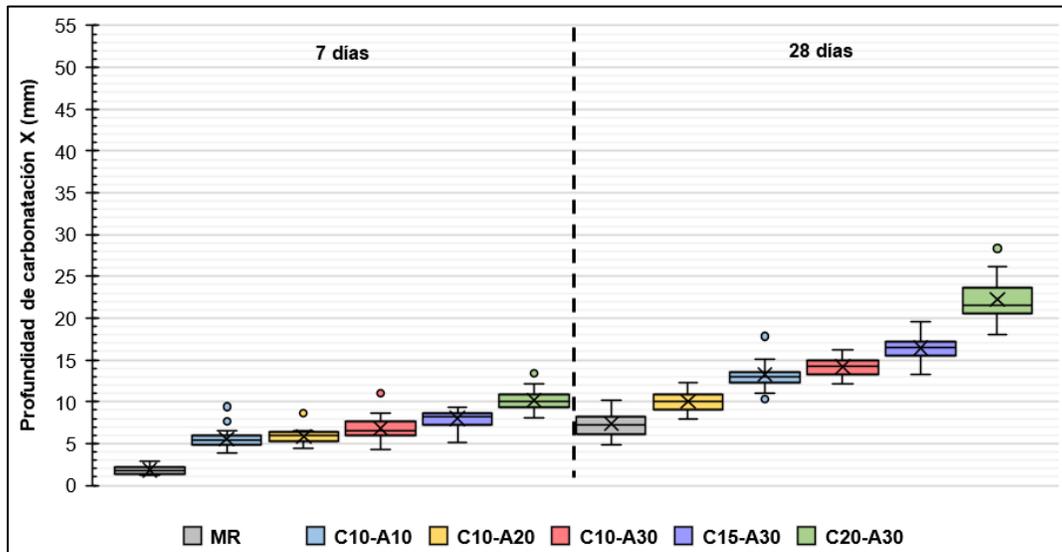
### 6.3.1.3 Concreto

Los diagramas de caja y bigotes para las lecturas de profundidad de carbonatación ( $X$ ) en condición acelerada determinadas de acuerdo con la norma británica BS EN 12390-12 [124] en los concretos de prueba, se presentan en la Figura 6-30 y la Figura 6-31 para diferentes edades de exposición. Estos diagramas permiten identificar la dispersión del conjunto de datos y los datos atípicos (sección 5.3.5).

Con base en las lecturas presentadas en la Figura 6-30 y la Figura 6-31 y el descarte de los datos atípicos, en la Figura 6-32 se presenta la profundidad de carbonatación ( $X$ ) para la condición acelerada versus la raíz cuadrada del tiempo ( $t$ ) en los concretos de prueba. Aplicando el modelo ilustrado en la Figura 5-37, en la Figura 6-32 también se presentan las líneas de ajuste de cada conjunto de datos, a partir del cual se pueden identificar las tasas de carbonatación acelerada ( $k_{c-CA}$ ) de cada concreto de prueba. Además, en esta gráfica se presentan los coeficientes  $R^2$  que en general, muestran en todos los casos una alta correlación de cada conjunto de datos. De esta forma se puede apreciar que para la condición de carbonatación acelerada el concreto MR presenta la mayor resistencia a la carbonatación con un valor de  $k$  de 1,430 mm/día<sup>0,5</sup>, seguido de los concretos C10-A10,

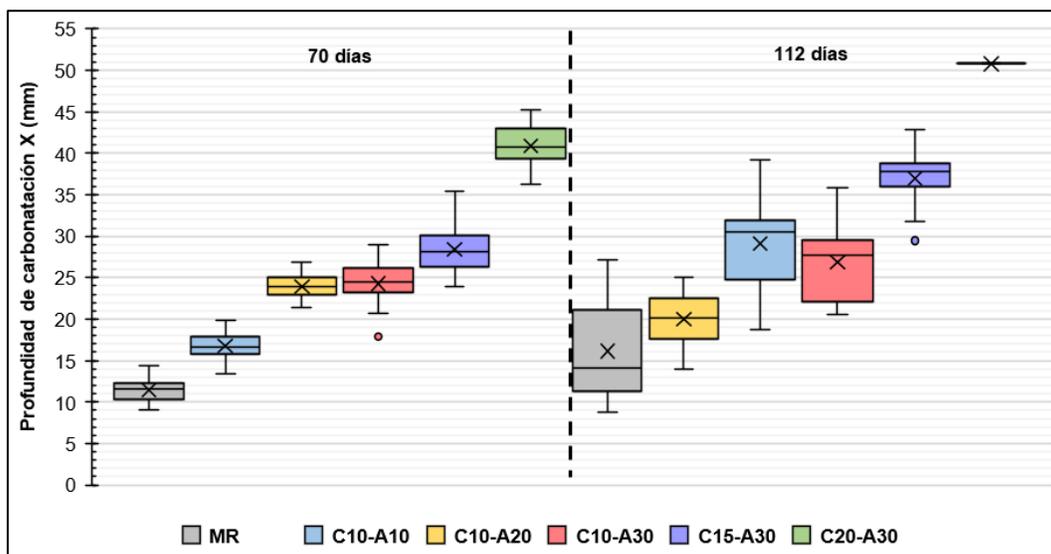
C10-A30 y C10-A20 con tasas de  $1,928 \text{ mm/día}^{0,5}$ ,  $2,681 \text{ mm/día}^{0,5}$  y  $2,736 \text{ mm/día}^{0,5}$ , respectivamente. Estos dos últimos concretos mostraron un comportamiento muy similar. Además, el concreto C20-A30 presenta la menor resistencia a la carbonatación en condición acelerada con una tasa de  $4,955 \text{ mm/día}^{0,5}$ .

**Figura 6-30:** Diagramas de caja y bigotes de lecturas de profundidad de carbonatación (X) de concretos de prueba expuestos a condición acelerada durante 7 días y 28 días.



Fuente: Elaboración propia

**Figura 6-31:** Diagramas de caja y bigotes de lecturas de profundidad de carbonatación (X) de concretos de prueba expuestos a condición acelerada durante 70 días y 112 días.

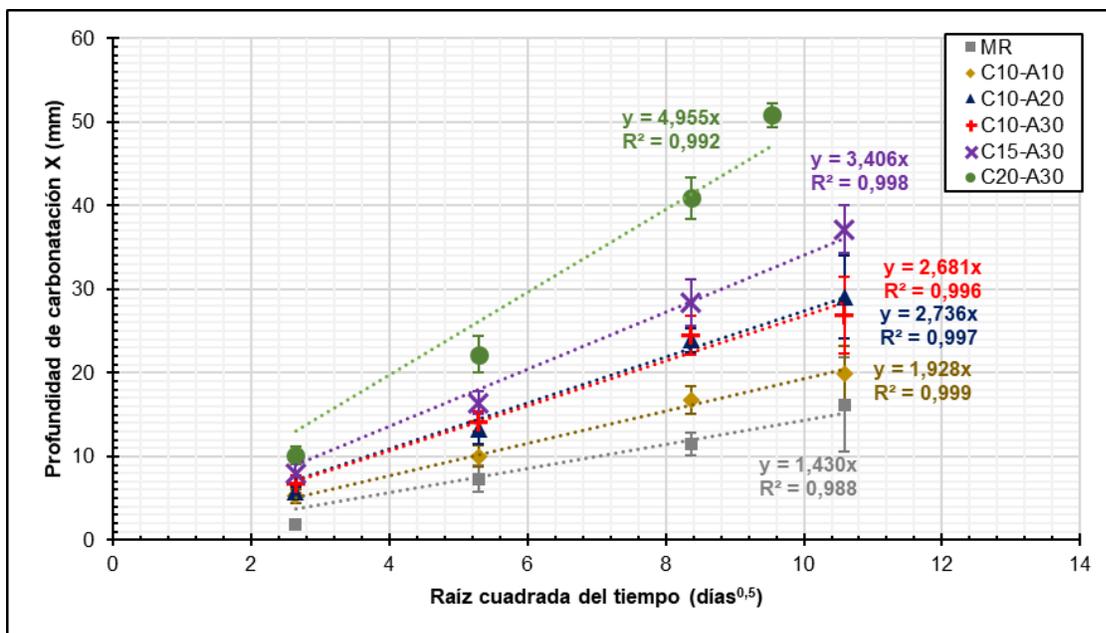


Fuente: Elaboración propia

Por otra parte, con el fin de tener una aproximación inicial de la relación entre las tasas de carbonatación en condición acelerada ( $k_{C-CA}$ ) respecto a la condición natural ( $k_{C-CN}$ ), se presentan en la Figura 6-33 los diagramas de caja y bigotes para las lecturas de profundidad de carbonatación ( $X$ ) registradas en los concretos de prueba luego de 196 días y 203 días de exposición en condición natural. También, en la Tabla 6-10 se recopilan las tasas de carbonatación obtenidas a partir de la Figura 6-33 y la Figura 6-32 para la condición natural (196 días y 203 días) y acelerada (modelo de carbonatación), respectivamente, y se calcula de forma preliminar la relación entre estas tasas.

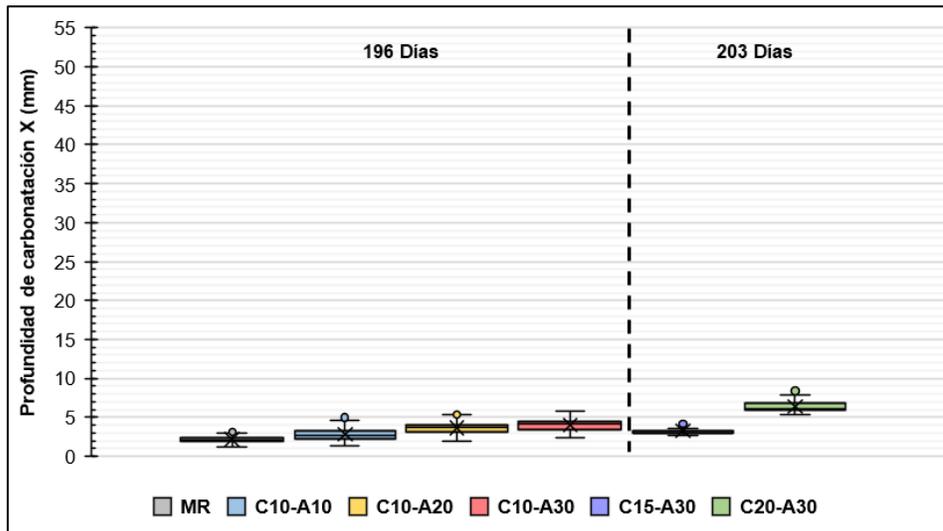
Para la mayoría de concretos de prueba se pudo evidenciar que las tasas  $k_{C-CA}$  estuvieron entre 9,5 y 11,5 veces mayores respecto a las tasas  $k_{C-CN}$ , con excepción del concreto C15-A30 en el que esta relación es de aproximadamente 16. Sin embargo, es muy importante notar que esto corresponde a una aproximación inicial, teniendo en cuenta que el proceso de carbonatación en condición natural transcurre lentamente y las pruebas relacionadas a mayores edades de exposición, están por fuera del horizonte de tiempo de trabajo de la presente investigación. Dentro del grupo de investigación GIES, se dejó planeado la infraestructura y materiales para realizar nuevos ensayos de carbonatación natural a edades representativas del fenómeno.

**Figura 6-32:** Profundidad de carbonatación ( $X$ ) vs raíz cuadrada del tiempo ( $t$ ) de concretos de prueba expuestos a condición acelerada.



Fuente: Elaboración propia

**Figura 6-33:** Diagramas de caja y bigotes de lecturas de profundidad de carbonatación ( $X$ ) de concretos de prueba expuestos a condición natural durante 196 días y 203 días.



Fuente: Elaboración propia

**Tabla 6-10:** Comparación de tasas de carbonatación en condición acelerada ( $k_{C-CA}$ ) y natural ( $k_{C-CN}$ ) de concretos de prueba.

Mezcla	$k_{C-CN}^1$ (mm/días <sup>0,5</sup> )	$k_{C-CA}^2$ (mm/días <sup>0,5</sup> )	$k_{C-CA}/k_{C-CN}$
MR	0,151	1,430	9,46
C10-A10	0,197	1,928	9,79
C10-A20	0,256	2,736	10,67
C10-A30	0,287	2,681	9,33
C15-A30	0,212	3,406	16,08
C20-A30	0,436	4,955	11,37

**Nota 1:** Determinadas de forma inicial con pruebas de carbonatación luego de 196 días y 203 días de exposición en condición natural (Figura 6-33).

**Nota 2:** Determinados a partir de modelo de carbonatación para datos registrados en pruebas de condición acelerada (Figura 6-32).

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 6-11 se comparan las tasas  $k_{C-CA}$  presentadas en la Tabla 6-10 con tasas obtenidas a partir de los datos publicados por Rathnarajan et al. [6], Khan et al. [39] y Rathnarajan & Pillai [44]. Se toman como referencia estos estudios considerando condiciones similares de exposición a carbonatación acelerada y desarrollo de mezclas de concreto con las siguientes características: relaciones  $a/mc$  entre 0,45 y 0,50; masa de cementante entre 310 kg/m<sup>3</sup> y 388 kg/m<sup>3</sup> de concreto; concentración de CO<sub>2</sub> entre 1 % y 3 %, humedad relativa entre 55 % y 70 % y temperatura entre 23 °C y 28 °C. Considerando esto, se puede ver en la Tabla 6-11 que las tasas de carbonatación en condición acelerada

( $k_{c-CA}$ ) obtenidas para los concretos MR, C10-A20 y C15-A30 son mayores respecto a las tasas reportada en las investigaciones de referencia.

**Tabla 6-11:** Comparación de tasas de carbonatación acelerada con literatura técnica.

Esta tesis		Rathnarajan et al. (2022)		Khan et al. (2017)		Rathnarajan & Pillai (2017)	
ID	$k_{c-CA}$ (mm/día <sup>0,5</sup> )	ID	$k_{c-CA}$ (mm/día <sup>0,5</sup> )	ID	$k_{c-CA}$ (mm/día <sup>0,5</sup> )	ID	$k_{c-CA}$ (mm/día <sup>0,5</sup> )
MR	1,430	OPC	0,909	-	-	OPC	0,844
C10-A10	1,928	-	-	-	-	-	-
C10-A20	2,736	-	-	LC3-30	1,501	-	-
C10-A30	2,681	-	-	-	-	-	-
C15-A30	3,406	LC3-45	1,771	LC3-45	2,160	LC3-45	1,194
C20-A30	4,955	-	-	-	-	-	-

Fuente: Elaboración propia y adaptado de Rathnarajan et al. [6], Khan et al. [39], Rathnarajan & Pillai [44]

### 6.3.2 Potencial de corrosión

El potencial de circuito abierto o de corrosión ( $E_{oc}$ ) de las barras de acero en los concretos de prueba expuestos a carbonatación natural y acelerada se presenta en la Tabla 6-12 y Tabla 6-13, respectivamente. De este modo, en la Figura 6-34 se ilustran los datos de  $E_{oc}$  presentados en la Tabla 6-12 para la condición de carbonatación natural, evidenciando que de acuerdo con los límites definidos en la Tabla 2-7 para clasificar la posible presencia de actividad corrosiva, las barras de acero probablemente no presentaron actividad corrosiva en esta condición. En general, todos los concretos de prueba mostraron potenciales  $E_{oc}$  similares y con valores de 0 mV a -50 mV luego de 187 días de exposición.

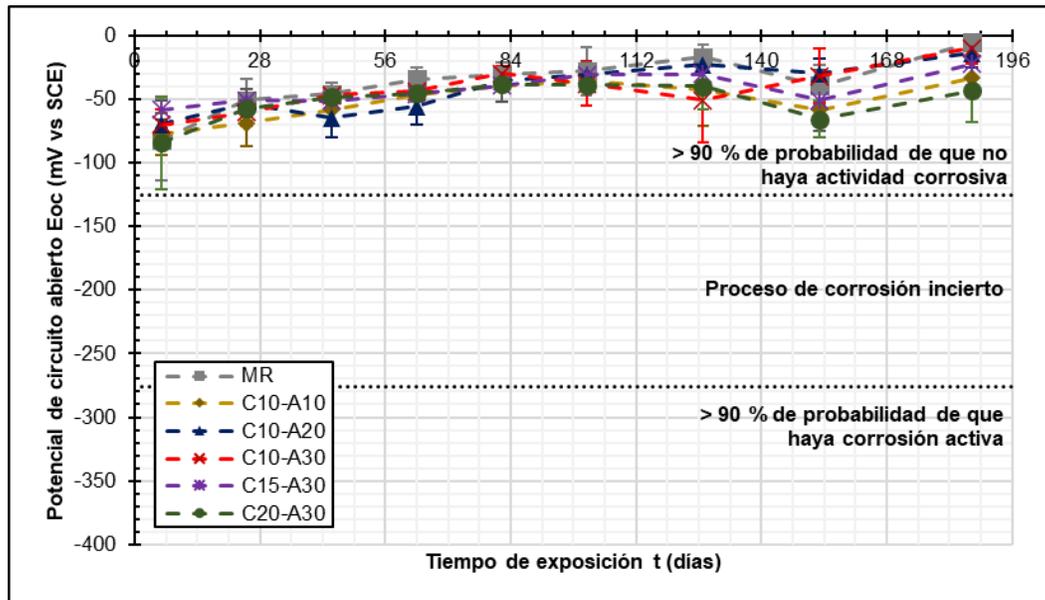
**Tabla 6-12:** Potencial de circuito abierto de barras de acero ( $E_{oc}$ ) vs tiempo de exposición (t) a carbonatación natural de concretos de prueba.

Edad (días)	Potencial de circuito abierto $E_{oc}$ (mV)											
	MR		C10-A10		C10-A20		C10-A30		C15-A30		C20-A30	
	PR	D.E.	PR	D.E.	PR	D.E.	PR	D.E.	PR	D.E.	PR	D.E.
6	-82,21	31,53	-77,97	16,54	-69,74	3,54	-70,30	12,19	-58,49	7,66	-84,41	36,20
25	-50,86	16,09	-69,10	18,36	-53,72	5,14	-60,52	10,69	-50,77	8,64	-57,59	6,18
44	-45,87	8,74	-58,60	12,71	-65,20	14,74	-46,92	4,69	-51,55	5,15	-48,59	6,59
63	-34,36	8,74	-46,32	12,71	-55,77	14,74	-43,84	4,69	-45,96	5,15	-45,32	6,59
82	-31,12	9,53	-40,03	2,17	-36,28	4,31	-29,86	5,97	-39,46	13,19	-38,66	3,94
101	-28,02	19,10	-36,26	6,88	-31,10	4,55	-38,01	17,27	-31,10	9,49	-39,24	4,25
127	-17,18	10,20	-42,40	28,78	-23,07	6,55	-50,90	33,40	-30,52	9,00	-39,95	18,49
153	-39,43	16,18	-58,65	7,16	-30,24	12,16	-31,84	21,55	-50,91	23,94	-65,88	14,54
187	-5,43	12,02	-33,44	13,51	-14,22	11,37	-9,94	12,61	-22,41	16,63	-43,50	24,99

PR: promedio; D.E.: desviación estándar.

Fuente: Elaboración propia

**Figura 6-34:** Potencial de circuito abierto de barras de acero ( $E_{oc}$ ) vs tiempo de exposición ( $t$ ) a carbonatación natural de concretos de prueba.



Fuente: Elaboración propia

De forma similar, en la Figura 6-35 se ilustran los datos  $E_{oc}$  presentados en la Tabla 6-13 para la condición de carbonatación acelerada y se grafican los límites definidos en la Tabla 2-7 para clasificar la posible presencia de actividad corrosiva. En este caso, se puede evidenciar en la Figura 6-35, que luego de 187 días de exposición a carbonatación acelerada, los concretos MR y C10-A10 probablemente no presentaron actividad corrosiva en el acero. En caso de los demás concretos de prueba, se puede ver que posiblemente se presentó actividad corrosiva en el acero a partir de diferentes edades de exposición: los concretos C20-A30 y C15-A30 presentaron actividad corrosiva luego de 42 días de exposición, seguidos por los concretos C10-A30 y C20-A30 luego de 63 días y 98 días de exposición, respectivamente.

Es evidente para el caso del método acelerado de carbonatación y con una alta probabilidad, la presencia de actividad corrosiva en el acero embebido en los concretos de prueba con factores clínker iguales o inferiores al 70 % y desde edades tempranas de exposición. También, los valores de  $E_{oc}$  tienden a converger entre -540 mV y -560 mV una vez la actividad corrosiva en el acero se estabiliza. Sin embargo, para la condición de carbonatación natural no se puede confirmar esta tendencia debido a que los especímenes de prueba no mostraron signos de presencia de actividad corrosiva luego de 187 días de

exposición. Lo anterior, teniendo en cuenta que el avance del frente de carbonatación en condición natural es muy lento (sección 6.3.1.3) y sus efectos no fueron perceptibles en el horizonte de tiempo de la presente investigación.

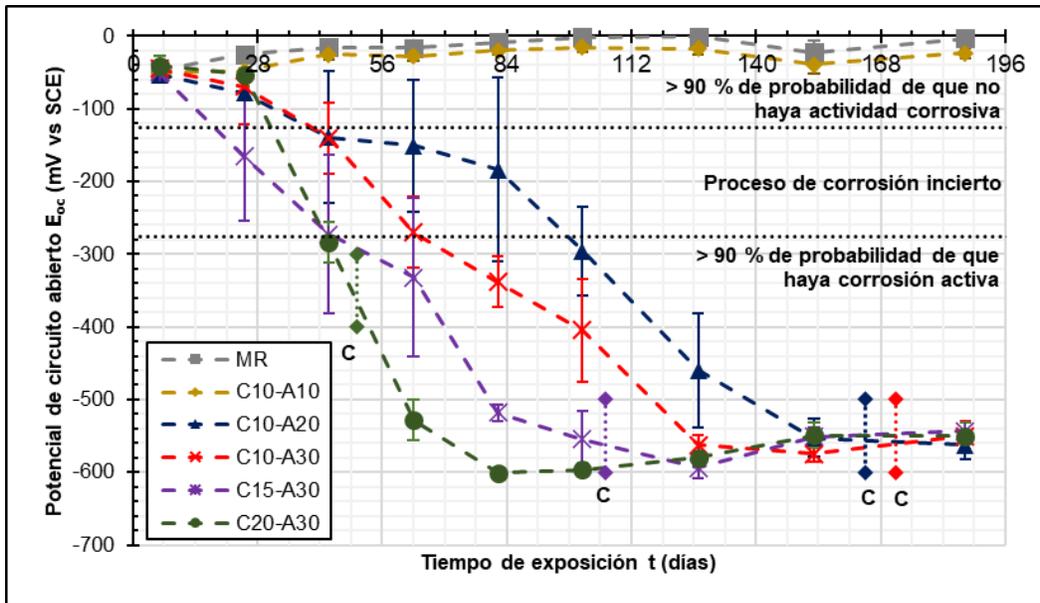
**Tabla 6-13:** Potencial de corrosión de barras de acero ( $E_{oc}$ ) vs tiempo de exposición ( $t$ ) a carbonatación acelerada de concretos de prueba.

Edad (días)	Potencial de corrosión $E_{oc}$ (mV)											
	MR		C10-A10		C10-A20		C10-A30		C15-A30		C20-A30	
	PR	D.E.	PR	D.E.	PR	D.E.	PR	D.E.	PR	D.E.	PR	D.E.
6	-47,83	5,65	-51,23	5,18	-52,76	5,34	-45,41	9,98	-49,98	3,48	-41,15	14,07
25	-25,38	6,47	-48,15	21,34	-78,07	43,72	-70,04	51,20	-165,49	89,27	-52,85	7,86
44	-15,90	7,21	-25,09	6,95	-139,25	90,86	-140,20	48,73	-273,01	109,22	-284,16	27,93
63	-16,78	7,21	-27,31	6,95	-150,45	90,86	-270,51	48,73	-331,92	109,22	-528,51	27,93
82	-8,41	4,63	-20,02	4,71	-183,97	126,20	-338,37	34,69	-518,34	10,83	-601,13	5,95
101	-1,81	4,93	-15,12	6,77	-295,87	60,90	-404,82	70,29	-554,94	39,69	-596,82	10,30
127	-0,77	4,75	-17,11	8,39	-459,99	79,26	-562,30	13,66	-593,52	15,15	-580,10	9,01
153	-22,38	15,93	-39,34	12,68	-552,56	25,90	-575,08	10,11	-551,29	12,48	-549,68	17,31
187	-3,02	9,58	-23,57	7,45	-562,49	19,59	-550,40	20,03	-543,30	12,42	-549,97	18,27

PR: promedio; D.E.: desviación estándar.

Fuente: Elaboración propia

**Figura 6-35:** Potencial de corrosión de barras de acero ( $E_{oc}$ ) vs tiempo de exposición ( $t$ ) a carbonatación acelerada de concretos de prueba.



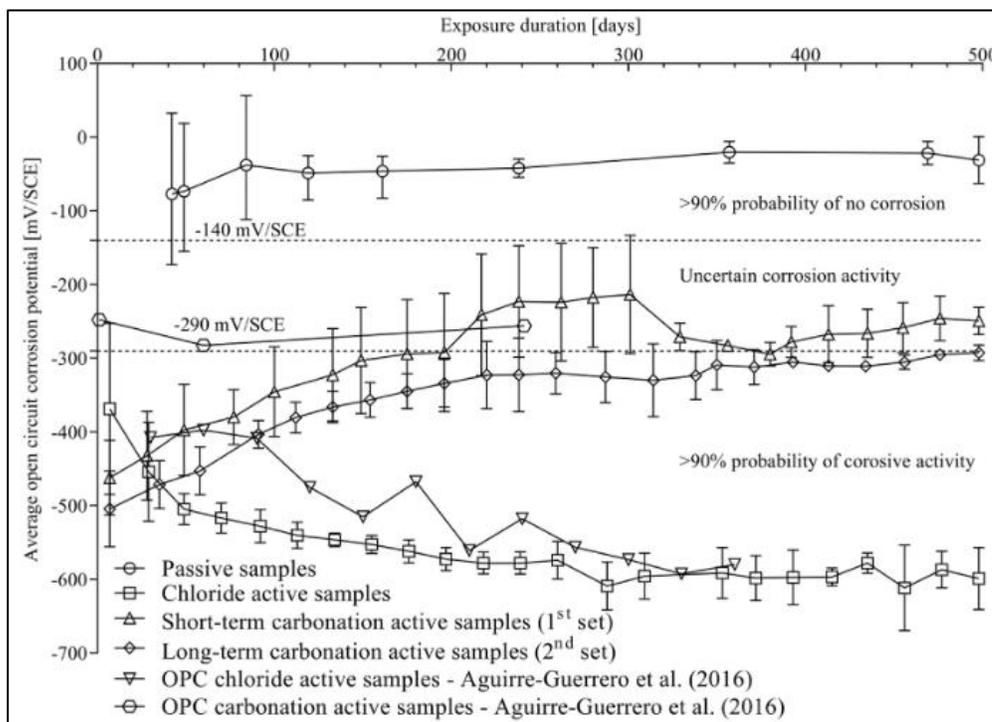
C: tiempo para el cual el frente de carbonatación alcanza la varilla de refuerzo.

Fuente: Elaboración propia

Con el fin de establecer un punto de referencia inicial se presenta la Figura 6-36 publicada por Nguyen & Castel [8] en donde se ilustra la variación de  $E_{oc}$  en concretos LC3 expuestos

a carbonatación acelerada (corto y largo plazo) y a la acción de cloruros, así como se toman los datos presentados por Aguirre-Guerrero et al. [130] para concretos OPC expuestos a la acción de estos agentes agresivos. Así, en la Figura 6-36 se puede ver que los umbrales propuestos por Nguyen & Castel [8] son similares a los propuestos en la Tabla 2-7 y presentados en la Figura 6-34 y Figura 6-35 para clasificar la actividad corrosiva, cuando se usa un electrodo SCE en las pruebas electroquímicas. De forma similar, el comportamiento de las muestras pasivas de la Figura 6-36 es comparable al observado en la Figura 6-34 para los concretos de prueba expuestos a carbonatación natural.

**Figura 6-36:** Variación del potencial de circuito abierto ( $E_{oc}$ ) en concretos LC3 y OPC.



Fuente: Tomada de Nguyen & Castel [8] y basada en Aguirre-Guerrero et al. [130]

En contraste, se observa un comportamiento diferente en la Figura 6-36 presentada por Nguyen & Castel [8] con una reducción de la posible presencia de actividad corrosiva a largo plazo para los concretos LC3 probados por estos autores, respecto a lo visto en la Figura 6-35 para los concretos LC3 del presente trabajo. Más bien, el comportamiento observado en la Figura 6-35 para los concretos LC3 de prueba expuestos a carbonatación acelerada, se asemeja al comportamiento de las muestras con corrosión activa por la acción de cloruros presentados tanto por Nguyen & Castel [8] como por Aguirre-Guerrero et al. [130].

Para el caso de corto plazo el método de carbonatación acelerada fue utilizado por Nguyen & Castel [8] para lograr que el frente de carbonatación alcanzará la barra de acero embebida en el concreto y luego ejecutar las pruebas de evaluación del estado de corrosión del refuerzo sin continuar la exposición acelerada. Por su parte, para el caso de largo plazo los especímenes permanecieron algunas semanas más expuestos a carbonatación acelerada y luego se efectuaron los ensayos correspondientes. Teniendo en cuenta esto, los datos presentados por Nguyen & Castel [8] no permiten identificar el efecto de la carbonatación en la posible presencia de actividad corrosiva, antes de que el frente de carbonatación alcance la barra de acero, tiempo generalmente asociado con el periodo de iniciación de los modelos de durabilidad por carbonatación (ver Figura 2-22).

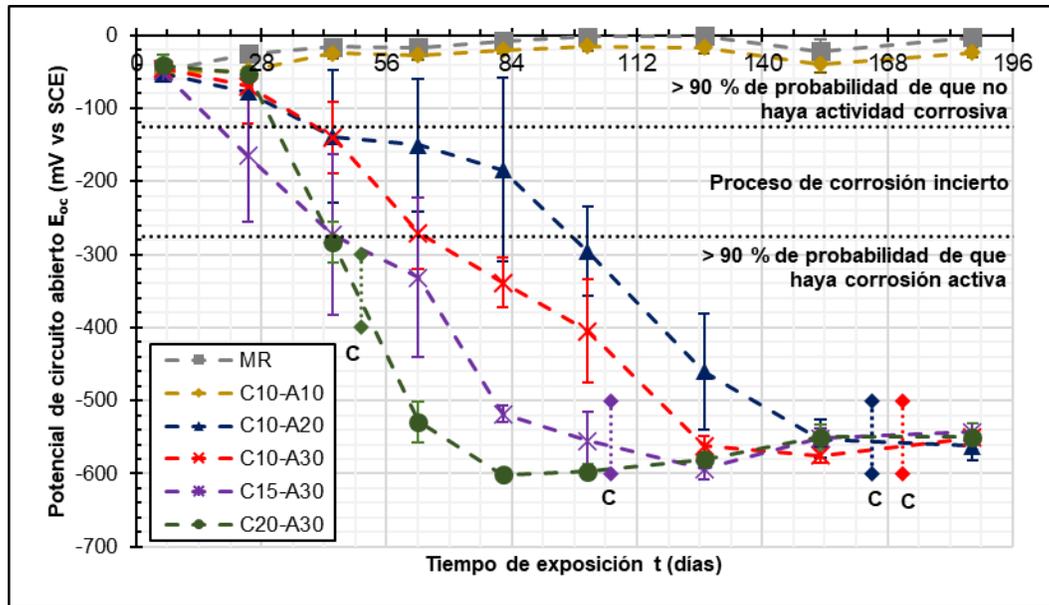
Con el fin de identificar el efecto de la carbonatación del concreto en la presencia de actividad corrosiva en el acero, se calcula el Índice de Carbonatación ( $I_c$ ). Este parámetro, propuesto como uno de los mayores aportes científicos de esta tesis, representa la relación entre la profundidad de carbonatación y el recubrimiento del concreto hasta la barra de acero (longitud de referencia), el cual se puede expresar en porcentaje. Adicionalmente, es posible extrapolar las profundidades de carbonatación para cualquier tiempo de exposición con base en las tasas ( $k_{c-CA}$ ) obtenidas de la Figura 6-32. Así, un índice  $I_c = 100 \%$  representa que el frente de carbonatación alcanza la barra de acero embebida en el concreto, es decir, cuando el recubrimiento de concreto se carbonata completamente.

Considerando lo previo, en la Figura 6-37 se presenta el potencial  $E_{oc}$  versus el índice  $I_c$  de los concretos de prueba expuestos a carbonatación acelerada. En esta gráfica se puede apreciar para el caso del concreto C10-A20 que  $E_{oc}$  tomó valores más negativos para  $I_c = 25 \%$  y presentó corrosión activa en el acero con una alta probabilidad para  $I_c = 64 \%$ . Para el caso de los concretos C10-A20 y C10-A30 se presenta un comportamiento muy similar hasta  $I_c = 48 \%$ , en donde  $E_{oc}$  tomó valores más negativos en el concreto C10-A30. Por su parte, en el concreto C20-A30 no se evidencian cambios importantes en la presencia de actividad corrosiva hasta  $I_c = 70 \%$  y esta se puede clasificar con una alta probabilidad como activa a partir  $I_c = 0.90 \%$ .

También, los concretos MR y C10-A10 solo mostraron  $I_c$  hasta de  $56 \%$  y  $75 \%$ , respectivamente, mostrando que se requiere un mayor efecto de la carbonatación para tener incidencia en la presencia de la actividad corrosiva del acero, lo que corresponde a un desempeño superior respecto a los demás concretos de prueba. No obstante, se puede

ver en la Figura 6-37 que en general para los concretos de prueba con factores clínter inferiores al 70 %, se presentaron cambios importantes en el incremento de la actividad corrosiva y la posible presencia de corrosión activa, antes de que el frente de carbonatación alcance la barra de acero embebida en el concreto.

**Figura 6-37:** Potencial de circuito abierto ( $E_{oc}$ ) vs índice de carbonatación ( $I_c$ ) de concretos de prueba expuestos a carbonatación acelerada.



Fuente: Elaboración propia

### 6.3.3 Resistencia eléctrica

La resistencia eléctrica ( $R_c$ ) de los concretos de prueba a diferentes edades de exposición sometidos a carbonatación natural y acelerada se presenta en la Tabla 6-14 y la Tabla 6-15, respectivamente. Además, en el Anexo C se pueden apreciar todos los registros de las pruebas de EIS realizadas en los concretos de prueba.

En la Figura 6-38 se ilustran los datos de la Tabla 6-14 y se puede apreciar que en todos los concretos de prueba,  $R_c$  incrementó en función del tiempo en la condición de carbonatación natural. Esta tendencia fue más significativa en el concreto C20-A30 llegando a 4 k $\Omega$  luego de 187 días de exposición mientras que para el concreto MR la evolución fue baja alcanzando 0,8 k $\Omega$ . Además, los concretos LC3 de prueba en general exhibieron mayor  $R_c$  respecto al concreto MR en todas las edades de exposición a carbonatación natural. Sin embargo, la evolución en términos de  $R_c$  en los concretos LC3

se puede asociar principalmente al efecto de los SCM presentes en el cemento y el desarrollo de reacciones puzolánicas a largo plazo y no propiamente a la condición de carbonatación natural, la cual corresponde básicamente a una concentración de  $\text{CO}_2$ , humedad relativa y temperatura ambientales.

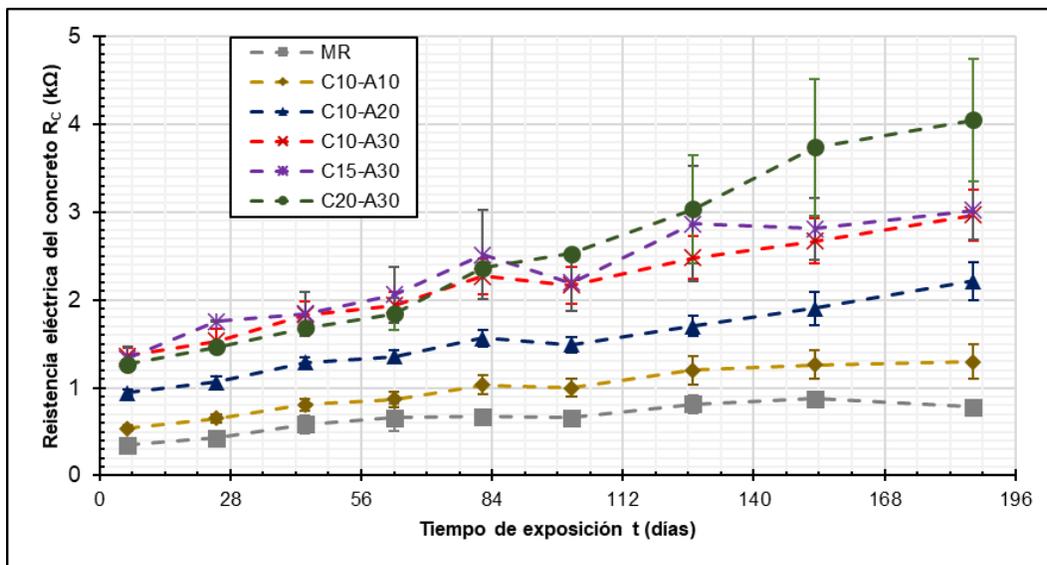
**Tabla 6-14:** Resistencia eléctrica del concreto ( $R_c$ ) vs tiempo de exposición ( $t$ ) a carbonatación natural de concretos de prueba.

Edad (días)	Resistencia eléctrica $R_c$ (k $\Omega$ )											
	MR		C10-A10		C10-A20		C10-A30		C15-A30		C20-A30	
	PR	D.E.	PR	D.E.	PR	D.E.	PR	D.E.	PR	D.E.	PR	D.E.
6	0,35	0,02	0,54	0,04	0,95	0,04	1,36	0,10	1,33	0,13	1,27	0,00
25	0,43	0,02	0,65	0,05	1,07	0,05	1,54	0,14	1,76	0,00	1,47	0,00
44	0,58	0,10	0,81	0,07	1,29	0,06	1,83	0,16	1,84	0,25	1,68	0,01
63	0,66	0,15	0,87	0,08	1,36	0,07	1,94	0,16	2,06	0,31	1,84	0,18
82	0,67	0,08	1,03	0,11	1,56	0,09	2,27	0,20	2,51	0,51	2,36	0,03
101	0,66	0,06	1,00	0,10	1,49	0,09	2,17	0,21	2,20	0,33	2,53	0,01
127	0,82	0,10	1,20	0,16	1,70	0,11	2,48	0,24	2,87	0,66	3,03	0,61
153	0,88	0,08	1,26	0,16	1,90	0,19	2,67	0,26	2,81	0,35	3,74	0,78
187	0,78	0,05	1,30	0,20	2,21	0,22	2,97	0,29	3,02	0,33	4,05	0,70

PR: promedio; D.E.: desviación estándar,

Fuente: Elaboración propia

**Figura 6-38:** Resistencia eléctrica del concreto ( $R_c$ ) vs tiempo de exposición ( $t$ ) a carbonatación natural de concretos de prueba.



Fuente: Elaboración propia

En la Figura 6-39 se ilustran los datos de la Tabla 6-15 en donde se puede ver que únicamente los concretos MR y C10-A10 presentaron un incremento de  $R_c$  en el tiempo para la condición de carbonatación acelerada, hasta edades de exposición de 164 días y

126 días, respectivamente. En contraste, la  $R_C$  del concreto C20-A30 empezó a reducirse desde las primeras semanas de exposición, mientras que para los concretos C15-A30, C10-A30 y C10-A20,  $R_C$  incrementó hasta edades de exposición de 28 días, 42 días y 63 días, periodos de tiempo a partir de los cuales  $R_C$  empezó a decrecer. Además, para los concretos LC3 de prueba que mostraron una reducción de  $R_C$  esta tiende a estabilizarse entre 0,3 k $\Omega$  y 0,4 k $\Omega$ .

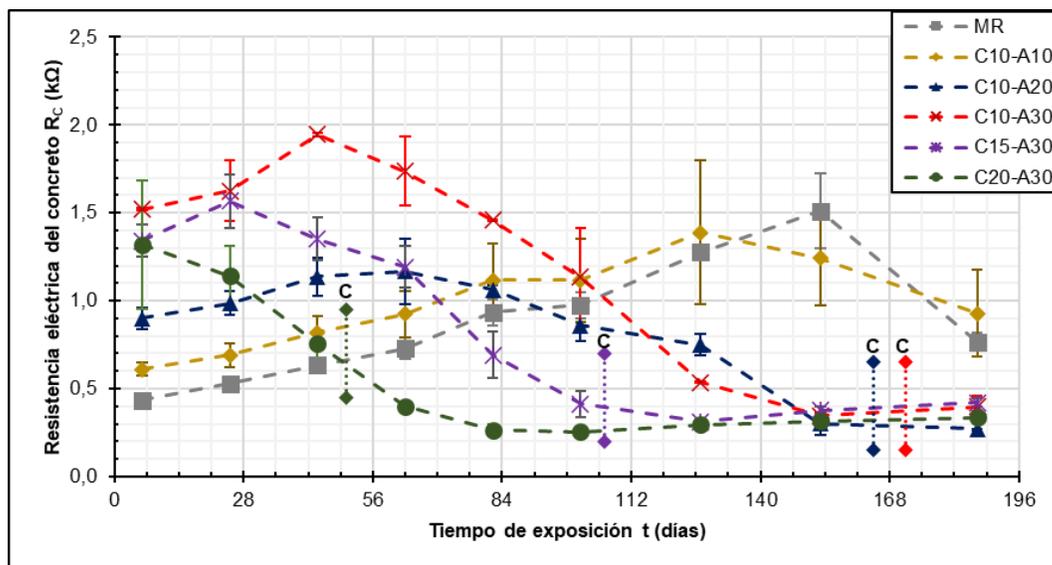
**Tabla 6-15:** Resistencia eléctrica del concreto ( $R_C$ ) vs tiempo ( $t$ ) de exposición a carbonatación acelerada de concretos de prueba.

Edad (días)	Resistencia eléctrica $R_C$ (k $\Omega$ )											
	MR		C10-A10		C10-A20		C10-A30		C15-A30		C20-A30	
	PR	D.E.	PR	D.E.	PR	D.E.	PR	D.E.	PR	D.E.	PR	D.E.
6	0,43	0,02	0,61	0,04	0,90	0,06	1,52	0,01	1,34	0,09	1,32	0,36
25	0,53	0,03	0,69	0,07	0,99	0,07	1,63	0,17	1,57	0,15	1,14	0,17
44	0,63	0,00	0,82	0,09	1,14	0,11	1,95	0,01	1,35	0,12	0,75	0,08
63	0,73	0,06	0,92	0,13	1,17	0,19	1,74	0,19	1,19	0,12	0,40	0,00
82	0,94	0,08	1,12	0,20	1,06	0,03	1,46	0,00	0,69	0,13	0,26	0,03
101	0,97	0,07	1,12	0,24	0,86	0,09	1,13	0,28	0,41	0,07	0,26	0,03
127	1,28	0,03	1,39	0,41	0,75	0,06	0,54	0,00	0,31	0,01	0,30	0,03
153	1,51	0,21	1,24	0,27	0,30	0,06	0,35	0,02	0,38	0,02	0,32	0,02
187	0,77	0,05	0,93	0,25	0,27	0,00	0,40	0,06	0,42	0,03	0,34	0,04

PR: promedio; D.E.: desviación estándar.

Fuente: Elaboración propia

**Figura 6-39:** Resistencia eléctrica del concreto ( $R_C$ ) vs tiempo de exposición ( $t$ ) a carbonatación acelerada de concretos de prueba.

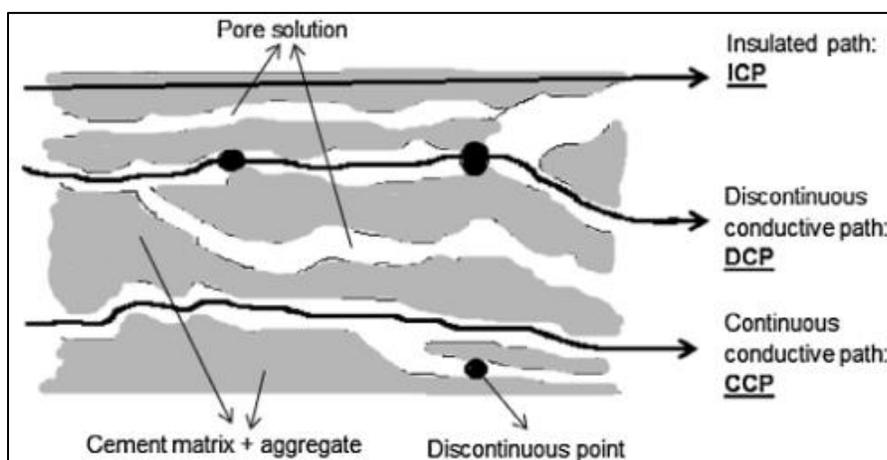


C: tiempo para el cual el frente de carbonatación alcanza la varilla de refuerzo.

Fuente: Elaboración propia

El concreto y el acero de refuerzo pueden ser considerados como un circuito, el cual presenta comportamientos resistivos, capacitivos, entre otros. En este sentido, las pruebas EIS buscan cuantificar el comportamiento resistivo del concreto (electrolito) en este sistema (sección 2.8.3), el cual puede ser representado mediante el esquema de la Figura 6-40 presentada por Lizarazo-Marriaga et al. [178]. En este modelo idealizado del concreto se pueden identificar dos elementos principales que afectan la resistividad eléctrica del concreto: la solución de poros y la microestructura del concreto, particularmente, su porosidad, permeabilidad y tortuosidad.

**Figura 6-40:** Modelo idealizado de microestructura del concreto.

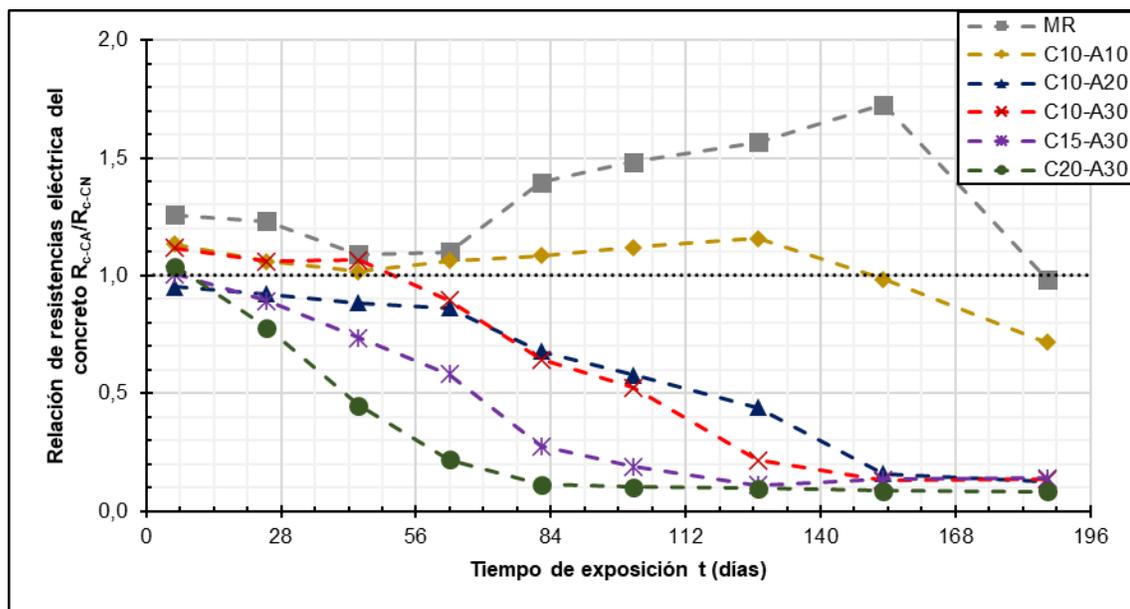


Fuente: Tomada de Lizarazo-Marriaga et al. [178]

La carbonatación acelerada tuvo un efecto importante en la  $R_C$  de los concretos de prueba (ver Figura 6-39). Este proceso implica por una parte la interacción entre el  $\text{CO}_2$  disuelto en la solución de poros con los iones de Ca extraídos de las fases hidratadas del cemento como el hidróxido de calcio; y por otra parte, cambios importantes en la microestructura del concreto asociadas a los productos de la carbonatación que presentan densidades diferentes [88], y por ende, modifican la porosidad, permeabilidad y tortuosidad del concreto. Para el caso de la carbonatación en condición natural (ver Figura 6-38) durante el periodo de exposición no se presentaron efectos negativos en  $R_C$  de los concretos de prueba, teniendo en cuenta, que la penetración del frente de carbonatación alcanzó tan solo un 20 % o menos de la distancia a la barra de acero. Por tanto, en esta condición el incremento la evolución de  $R_C$  estuvo controlada por el desarrollo de reacciones de hidratación a largo plazo en los concretos de prueba, particularmente, en aquellos fabricados con cementos LC3.

En consecuencia, la reducción de  $R_C$  (ver Figura 6-39) como efecto de la carbonatación acelerada en los concretos de prueba con factores clinker inferiores al 70 %, podría explicarse por los dos factores descritos anteriormente: una mayor presencia de especies de iones en la solución de poros y una reducción en la permeabilidad que incrementan la conductividad eléctrica del concreto. Sin embargo, teniendo en cuenta que los especímenes de prueba tienen un volumen de concreto finito, se puede ver que la resistencia eléctrica converge a un valor “*mínimo*”. Esta condición corresponde a cerca de un 10 % de  $R_C$  medida en los concretos C10-A20, C10-A30, C15-A30 y C20-A30 en condición natural (ver Figura 6-41).

**Figura 6-41:** Relación de resistencia eléctrica del concreto ( $R_C$ ) en condición de carbonatación acelerada respecto a condición natural vs tiempo de exposición ( $t$ ) de concretos de prueba.



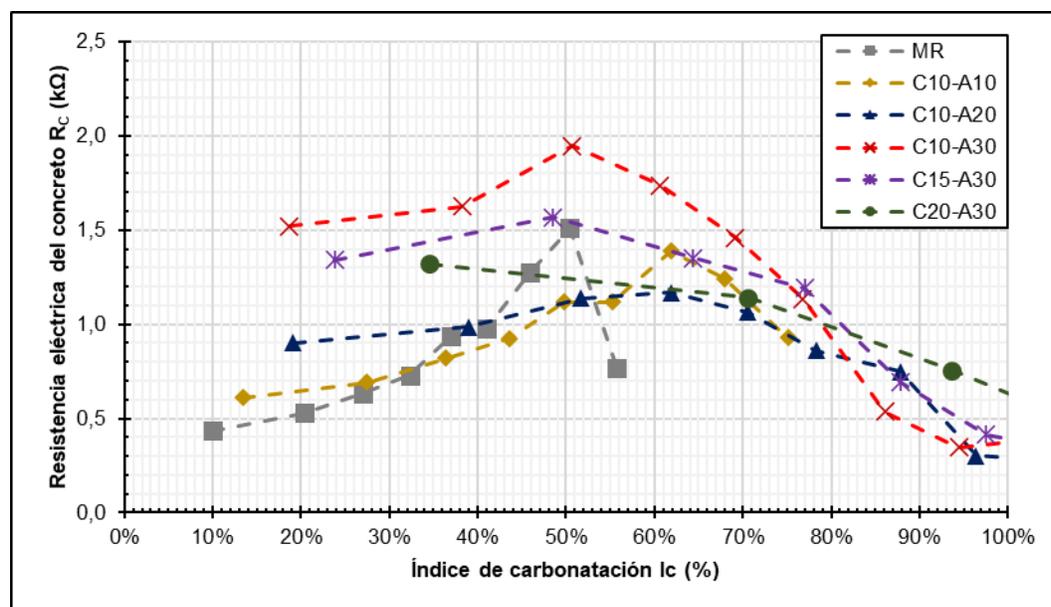
Fuente: Elaboración propia

También, en la condición de carbonatación acelerada el concreto MR presentó un desarrollo mayor de  $R_C$  respecto a la condición natural (ver Figura 6-41). Esto indica que la condición acelerada proporcionó condiciones que facilitaron el desarrollo de la microestructura en el concreto MR, lo que explicaría la reducción de su conductividad sin presentar efectos significativos asociados con la carbonatación acelerada. Por su parte, para el concreto C10-A10 se obtiene un comportamiento de  $R_C$  levemente superior en la condición de carbonatación acelerada respecto a la natural, lo que representa una

capacidad importante en el desarrollo de la microestructura del concreto en ambas condiciones. Para el caso de los concretos C10-A20, C10-A30, C15-A30 y C20-A30, estos presentan un desarrollo de  $R_C$  menor en la condición de carbonatación acelerada respecto a la condición natural como producto de una menor resistencia a la carbonatación, y por ende un incremento en la conductividad de la microestructura y solución de poros en el concreto.

En la Figura 6-42 se presenta  $R_C$  versus  $I_c$  con el fin de ilustrar los efectos de la carbonatación acelerada antes de que el frente alcance la barra de acero. Para el caso de los concretos C10-A30 y C15-A30 se puede apreciar que la reducción de  $R_C$  inició para  $I_c = 50\%$ . Por su parte, para los concretos C10-A10 y C10-A20 esto ocurrió para  $I_c = 52\%$ . En el caso del concreto C20-A30,  $R_C$  cae cuando  $I_c = 70\%$ , mientras que para el concreto MR esto ocurre cuando  $I_c = 50\%$ , aunque esta tendencia tendría que ser confirmada con datos adicionales para mayores edades de exposición. De todas maneras, se puede ver que en la mayoría de los casos para  $I_c = 50\%$  inició la reducción de  $R_C$ , esto es, cuando el frente de carbonatación producido en la condición acelerada alcanzó cerca del 50% de la longitud del recubrimiento de la barra de acero, mostrando efectos significativos del fenómeno en el concreto desde edades tempranas de exposición.

**Figura 6-42:** Resistencia eléctrica del concreto ( $R_C$ ) vs índice de carbonatación ( $I_c$ ) de concretos de prueba expuestos a carbonatación acelerada.



Fuente: Elaboración propia

### 6.3.4 Resistencia a la polarización lineal

La resistencia a la polarización lineal del acero ( $R_s$ ) versus el tiempo de exposición ( $t$ ) de los concretos de prueba a carbonatación natural y acelerada se presenta en la Tabla 6-16 y Tabla 6-17, respectivamente. Además, en el Anexo C se pueden apreciar todos los registros de las pruebas de LPR realizadas en los concretos de prueba.

En primer lugar, en la Figura 6-43 se ilustran los datos de la Tabla 6-16, observando que  $R_s$  presenta una tendencia similar a la observada para  $R_c$  (ver Figura 6-38) en condición de carbonatación natural. Esto es,  $R_s$  incrementó con el avance del tiempo, pero la principal diferencia se puede apreciar en el concreto C10-A10 el cual tuvo un desempeño similar al C20-A30 en las últimas 10 semanas de exposición, alcanzando valores de 300  $k\Omega cm^2$  y 250  $k\Omega cm^2$ , respectivamente. Por su parte, los concretos MR, C10-A20, C10-A30 y C15-A30 mostraron un comportamiento similar alcanzando valores de  $R_s$  entre 125  $k\Omega cm^2$  y 175  $k\Omega cm^2$  luego de 187 días de exposición.

En segundo lugar, en la Figura 6-44 se muestran los datos de la Tabla 6-17 evidenciando que el comportamiento de  $R_s$  en la condición acelerada es similar a  $R_c$  (Tabla 6-17) para esta condición: en los concretos de prueba con factores clínter inferiores al 70 %,  $R_s$  incrementó hasta algunas semanas luego del inicio del periodo de exposición y luego se redujo de forma importante hasta estabilizarse en valores inferiores a 10  $k\Omega cm^2$ . Esto ocurrió en el concreto C10-A20 luego 63 días y en los concretos C10-A30, C15-A30 y C20-A30 luego de 28 días, es decir, de forma relativamente temprana desde el inicio del proceso de carbonatación acelerada.

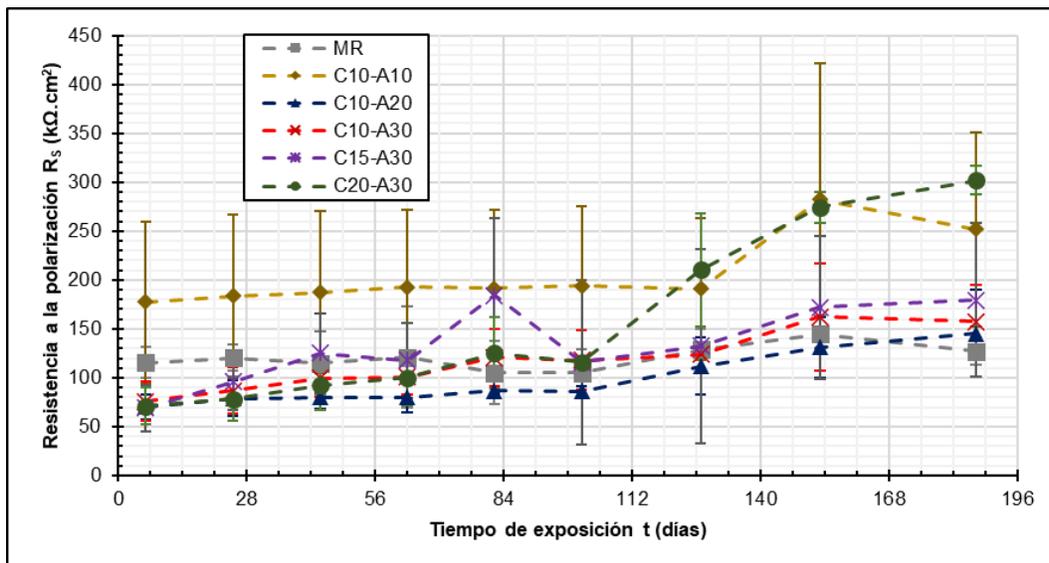
**Tabla 6-16:** Resistencia a la polarización lineal del acero ( $R_s$ ) vs tiempo de exposición ( $t$ ) a carbonatación natural de concretos de prueba.

Edad (días)	Resistencia a la polarización lineal $R_s$ ( $k\Omega.cm^2$ )											
	MR		C10-A10		C10-A20		C10-A30		C15-A30		C20-A30	
	PR	D.E.	PR	D.E.	PR	D.E.	PR	D.E.	PR	D.E.	PR	D.E.
6	115,41	15,75	177,43	82,43	70,49	12,92	75,77	19,98	69,00	23,58	71,27	18,46
25	120,51	13,49	183,40	83,22	78,81	18,16	87,02	23,78	95,65	28,08	78,21	22,72
44	114,55	32,79	187,43	82,83	80,04	12,22	99,47	18,82	125,03	40,71	92,48	25,82
63	120,93	51,82	192,61	79,32	80,09	15,92	100,84	18,15	117,67	37,93	100,11	28,26
82	105,08	32,34	191,43	80,14	86,70	2,18	120,77	29,17	184,07	79,17	125,30	36,69
101	104,88	23,86	194,01	81,25	86,04	5,40	118,09	30,48	115,91	84,48	116,12	0,58
127	128,86	20,78	191,17	72,46	111,92	29,17	124,01	3,98	132,69	99,19	210,50	58,08
153	144,52	18,34	282,37	139,45	131,05	31,49	162,34	54,64	172,31	73,09	274,17	15,78
187	126,85	14,00	251,69	99,61	145,58	43,89	157,51	37,82	179,34	78,39	301,91	14,31

PR: promedio; D.E.: desviación estándar.

Fuente: Elaboración propia

**Figura 6-43:** Resistencia a la polarización lineal del acero ( $R_s$ ) vs tiempo de exposición ( $t$ ) a carbonatación natural de concretos de prueba.



Fuente: Elaboración propia

**Tabla 6-17:** Resistencia a la polarización lineal del acero ( $R_s$ ) vs tiempo de exposición ( $t$ ) a carbonatación acelerada de concretos de prueba.

Edad (días)	Resistencia a la polarización lineal $R_s$ ( $k\Omega \cdot cm^2$ )											
	MR		C10-A10		C10-A20		C10-A30		C15-A30		C20-A30	
	PR	D.E.	PR	D.E.	PR	D.E.	PR	D.E.	PR	D.E.	PR	D.E.
6	144,32	61,65	91,15	12,74	71,04	0,98	60,26	45,19	87,34	13,96	80,44	21,93
25	121,63	49,99	86,76	2,60	84,36	19,83	75,48	61,89	96,02	34,93	85,56	11,70
44	120,55	41,45	79,52	22,23	89,18	4,58	59,53	33,68	26,06	17,07	16,76	0,39
63	122,23	39,79	74,26	27,62	98,28	17,52	37,20	11,86	15,97	7,58	3,38	0,25
82	151,33	40,07	101,26	36,10	68,49	33,28	23,47	6,74	7,93	4,39	3,14	0,77
101	176,20	62,55	109,72	44,57	84,11	17,09	7,02	2,39	3,65	1,08	4,39	1,65
127	213,30	74,37	144,03	64,42	7,78	5,91	2,83	0,69	3,47	1,14	6,49	2,86
153	266,06	127,58	138,16	19,70	2,77	1,84	2,90	0,78	5,97	0,39	7,43	0,06
187	167,63	52,68	104,69	59,94	2,06	0,69	6,54	0,15	8,22	1,68	8,74	0,78

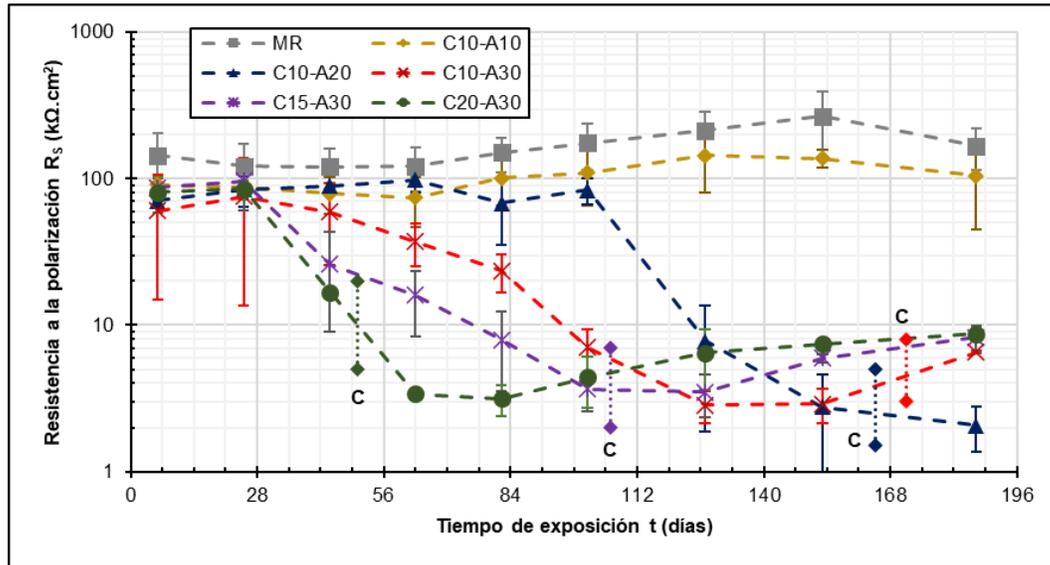
PR: promedio; D.E.: desviación estándar.

Fuente: Elaboración propia

Adicionalmente, en la Figura 6-45 se presenta la relación entre los valores de  $R_s$  obtenidos en condición de carbonatación acelerada respecto a la condición natural versus el tiempo de exposición ( $t$ ) de los concretos de prueba. En esta gráfica se puede apreciar que, el desempeño en términos de  $R_s$  en condición de carbonatación acelerada es inferior respecto a la condición natural en los concretos de prueba, con excepción del concreto MR; incluso en algunos concretos como el C10-A10 y C10-A30 no se observó un

incremento en  $R_s$  al inicio del periodo de exposición en condición acelerada y respecto a la condición natural como si se pudo observar por ejemplo con  $R_C$ .

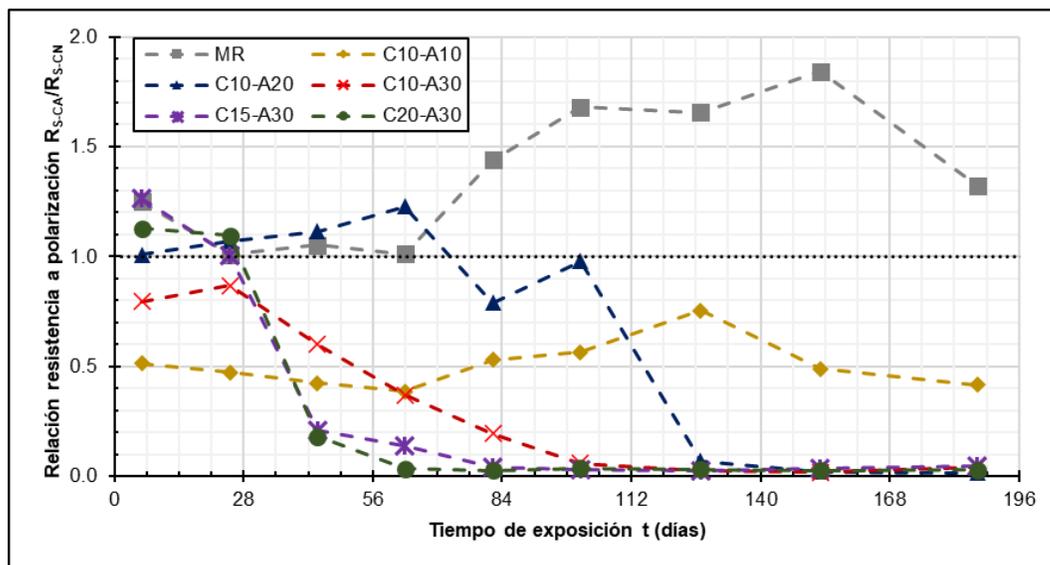
**Figura 6-44:** Resistencia a la polarización lineal del acero ( $R_s$ ) vs tiempo de exposición ( $t$ ) a carbonatación acelerada de concretos de prueba.



C: tiempo para el cual el frente de carbonatación alcanza la varilla de refuerzo.

Fuente: Elaboración propia

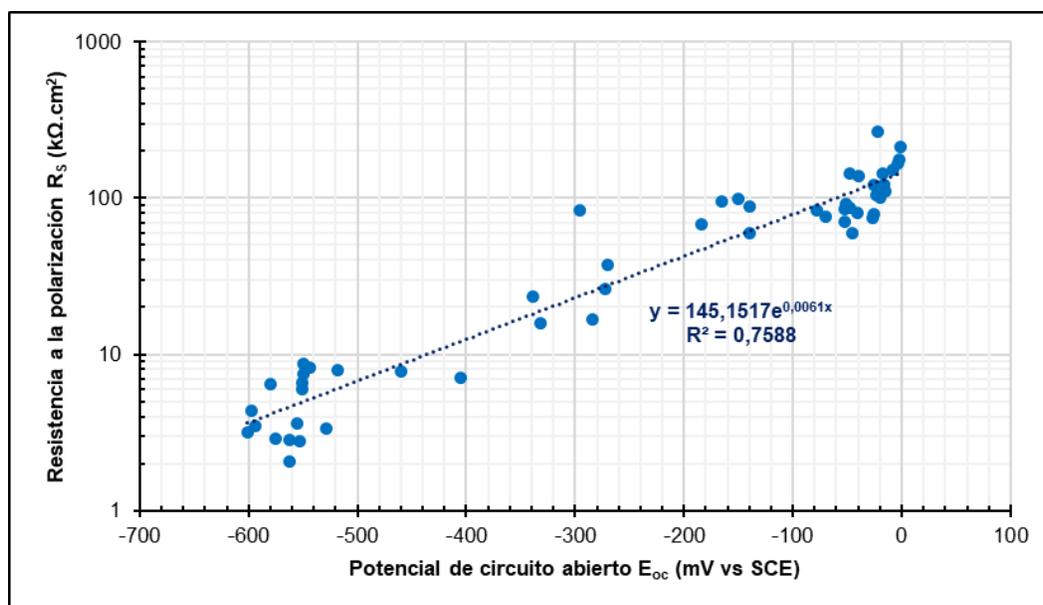
**Figura 6-45:** Relación de resistencia a la polarización lineal del acero ( $R_s$ ) en condición de carbonatación acelerada respecto a condición natural vs tiempo de exposición ( $t$ ) de concretos de prueba.



Fuente: Elaboración propia

Como muestran Nguyen & Castel [8] y Koga et al. [179] existe una relación entre  $E_{oc}$  y  $R_S$ . Esta relación se puede apreciar en la Figura 6-46 para 56 datos tomados de  $R_S$  versus  $E_{oc}$  en los concretos de prueba expuestos a carbonatación acelerada que, de acuerdo con los potenciales  $E_{oc}$  registrados para esta condición (ver Figura 6-35), consideran tanto la condición pasiva como activa de corrosión en el acero. No se incluyen los datos registrados para la condición de carbonatación natural dado que, todos los especímenes de concreto no muestran presencia de actividad corrosiva como se puede ver en la Figura 6-34.

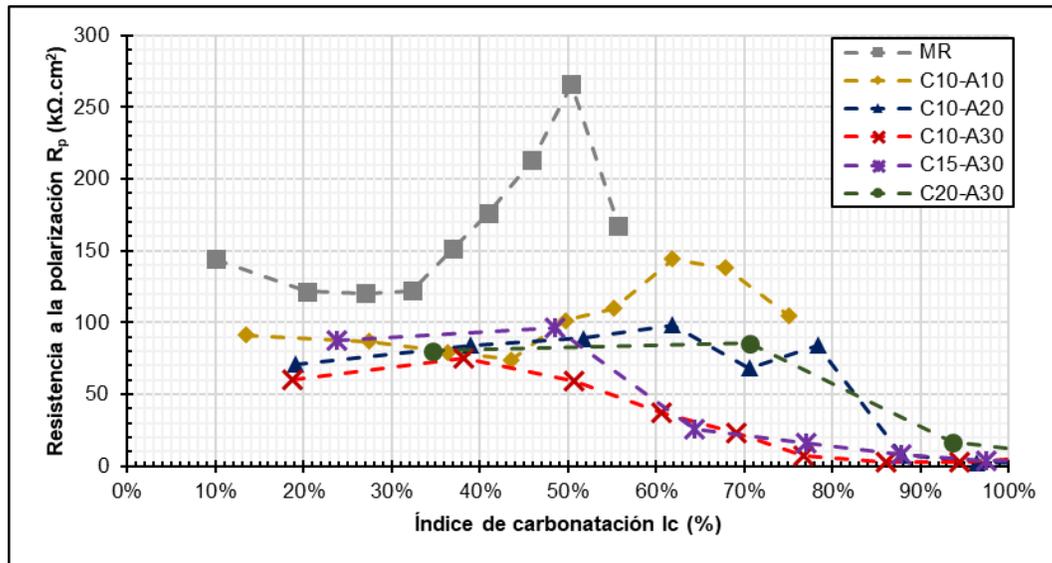
**Figura 6-46:** Resistencia a la polarización ( $R_S$ ) vs potencial de corrosión ( $E_{oc}$ ) del acero de refuerzo de concretos de prueba expuestos a carbonatación acelerada.



Fuente: Elaboración propia

Con el fin de identificar los efectos de la carbonatación en condición acelerada antes de que el frente alcance la barra de acero en los concretos de prueba, en la Figura 6-47 se presenta los valores de  $R_S$  versus  $l_c$ . En esta gráfica se puede apreciar que en todos los concretos, la carbonatación acelerada afecta a  $R_S$  en el concreto MR para  $l_c = 50\%$ , en los concretos C10-A10 y C10-A20 para  $l_c = 62\%$ , en el concreto C10-A10 cuando  $l_c = 38\%$ , en el concreto C15-A30 para  $l_c = 48\%$  y en el concreto C20-A20 cuando  $l_c = 70\%$ . En este sentido, cuando el frente de carbonatación ha avanzado entre un 38 % y 70 % del recubrimiento de los concretos LC3 de prueba,  $R_S$  empieza a reducirse mostrando cambios significativas en la actividad electroquímica del acero.

**Figura 6-47:** Resistencia a la polarización lineal del acero ( $R_s$ ) vs índice de carbonatación ( $I_c$ ) de concretos de prueba expuestos a condición acelerada.



Fuente: Elaboración propia

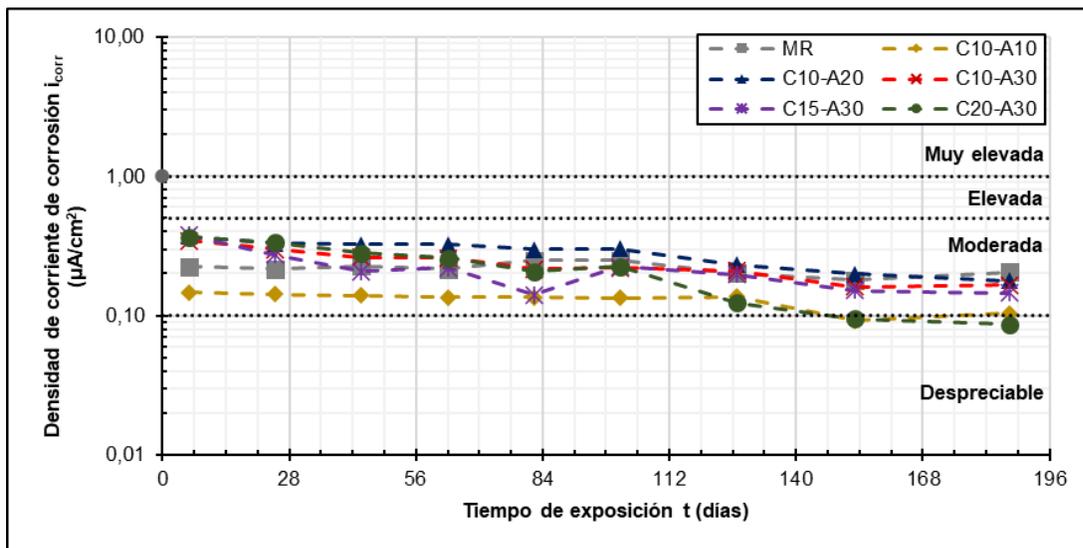
### 6.3.5 Densidad de corriente de corrosión

La densidad de corriente de corrosión ( $i_{corr}$ ) de las barras de acero de los concretos de prueba versus el tiempo de exposición ( $t$ ) a carbonatación natural y acelerada, se presenta en la Figura 6-48 y la Figura 6-49, respectivamente. También, en estas gráficas se presentan los límites definidos en la Tabla 2-8 para clasificar los niveles de corrosión del acero de refuerzo. De esta forma, en la Figura 6-48 puede apreciar que los concretos ensayados expuestos a carbonatación natural presentaron niveles de corrosión “*moderados*” en el acero. Adicionalmente, los concretos C10-A10 y C20-A30 mostraron niveles de corrosión “*despreciables*” en el acero luego de 187 días de exposición a carbonatación natural. Es importante destacar que los niveles de corrosión “*moderados*” y “*despreciables*” se asocian generalmente a procesos corrosivos de baja intensidad [104].

Por su parte, en la Figura 6-49 se observó un comportamiento diferente para la mayoría de los concretos de prueba expuestos a carbonatación acelerada: los concretos C20 - A30, C15-A30, C10-A30 y C10-A20 presentaron niveles de corrosión del acero “*muy elevados*” luego de 35 días, 42 días, 49 días y 105 días de exposición, respectivamente. En contraste, los concretos MR y C10-A10 exhibieron niveles de corrosión en el acero “*moderados*” para

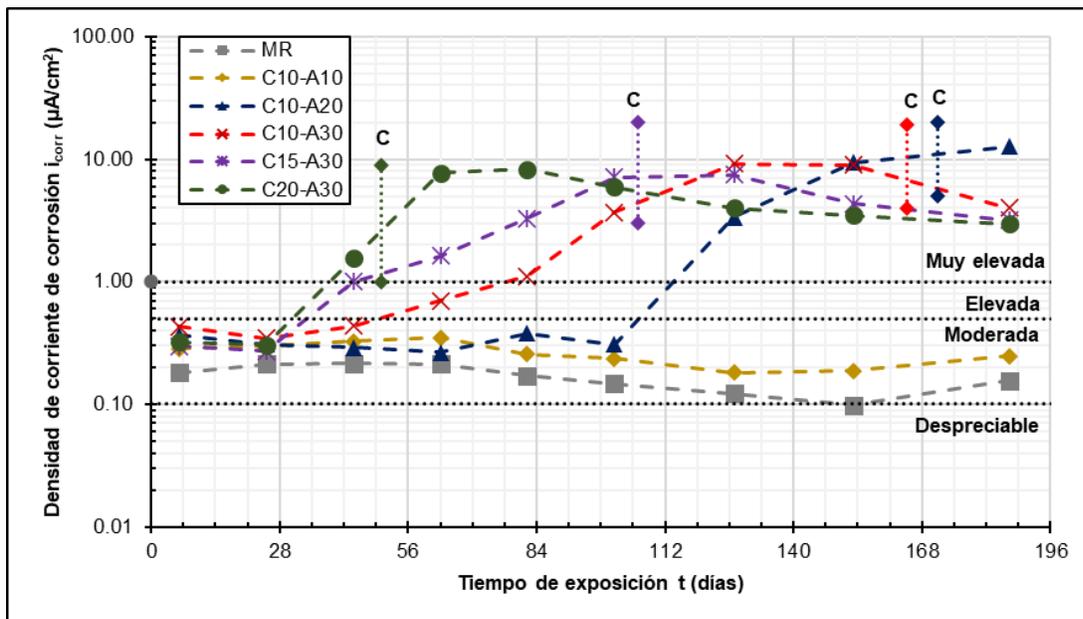
todo el horizonte de exposición, indicando la presencia de procesos corrosivos en el acero de refuerzo de baja intensidad.

**Figura 6-48:** Densidad de corriente de corrosión del acero ( $i_{corr}$ ) vs tiempo de exposición ( $t$ ) a carbonatación natural de concretos de prueba.



Fuente: Elaboración propia

**Figura 6-49:** Densidad de corriente de corrosión del acero ( $i_{corr}$ ) vs tiempo de exposición ( $t$ ) a carbonatación acelerada de concretos de prueba.



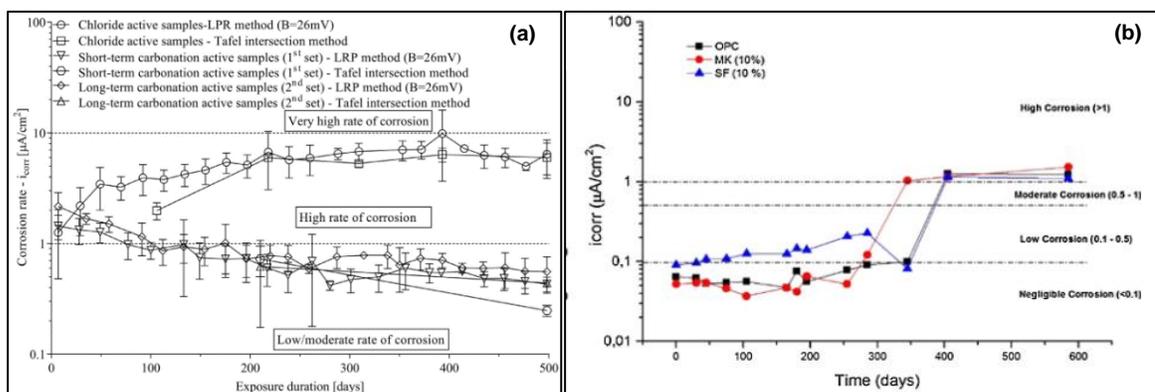
C: tiempo para el cual el frente de carbonatación alcanza la varilla de refuerzo.

Fuente: Elaboración propia

En la Figura 6-50 se presenta la evolución de  $i_{corr}$  en barras de acero en concretos LC3 y OPC evaluados en los estudios desarrollados por Nguyen & Castel [8] y Aguirre-Guerrero et al. [130], respectivamente. Las curvas presentadas en estos estudios se toman como referencia de comparación de los resultados obtenidos en la Figura 6-48 y Figura 6-49 para los concretos de prueba. Nguyen & Castel [8] y Aguirre-Guerrero et al. [130] presentan el rango comprendido entre  $0,5 \mu\text{A}/\text{cm}^2$  y  $1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$  como un nivel de corrosión “moderado”. Sin embargo, es importante destacar que el límite de corrosión activa y pasividad se sitúa entre  $0,1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$  y  $0,2 \mu\text{A}/\text{cm}^2$  según la red DURAR [104], por lo que, el rango para el nivel de corrosión “moderado” podría asociarse también a un comportamiento incierto.

En este sentido, para el caso de  $i_{corr}$  en los concretos de prueba expuestos a carbonatación natural (Figura 6-48) se tendría un comportamiento similar a las muestras activas de carbonatación a corto y largo plazo presentadas por Nguyen & Castel [8] en la Figura 6-50 (a). De nuevo, se resalta que las muestras ensayadas por Nguyen & Castel [8] fueron sometidas a carbonatación acelerada hasta que el frente alcanzó la barra de acero (corto plazo) o permanecieron unas semanas más en esta condición (largo plazo), pero los datos presentados no permiten ver los efectos de la carbonatación a edades tempranas y antes de que el frente llegue a la barra. También, la concentración de  $\text{CO}_2$  utilizada fue del 1 %, la cual es inferior al 3 % utilizado para el presente estudio.

**Figura 6-50:** Evolución de densidad de corriente de corrosión del acero ( $i_{corr}$ ) para pruebas realizadas por (a) Nguyen & Castel [8] y (b) Aguirre-Guerrero et al. [130].



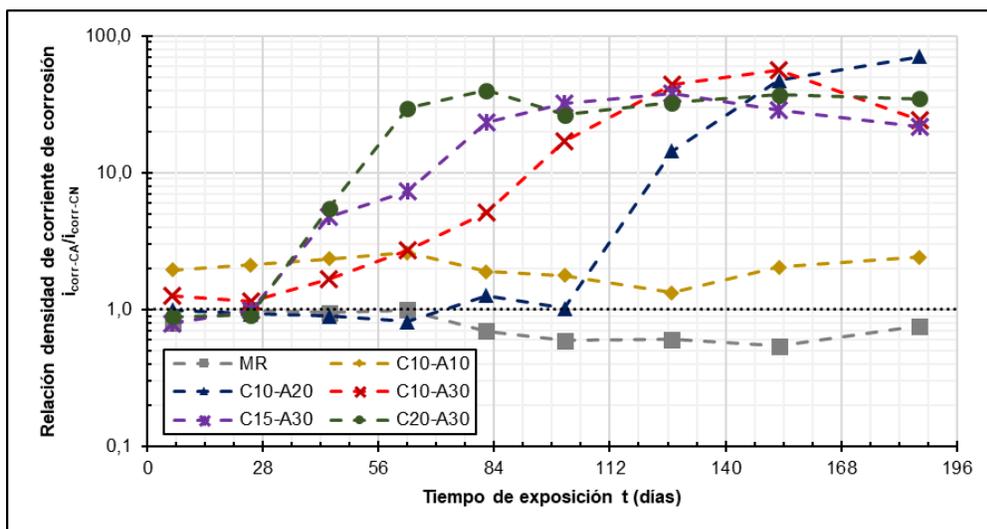
Fuente: Tomada de Nguyen & Castel [8] y Aguirre-Guerrero et al.[130]

Por otro lado, la evolución de  $i_{corr}$  observada en la Figura 6-49 para los concretos de prueba expuestos a carbonatación acelerada, es similar al comportamiento observado para las muestras expuestas a la acción de cloruros de Nguyen & Castel [8] en la Figura 6-50 (a).

Sin embargo, solo se realiza una comparación sobre el efecto general sobre los niveles de corrosión asociada a la acción de estos agentes nocivos, cuya naturaleza y mecanismo de acción es diferente. Para el caso del concreto OPC mostrado en la Figura 6-50 (b) para una condición de carbonatación acelerada al 1 % de  $\text{CO}_2$ , se puede ver que los niveles de corrosión en el acero son “despreciables” en todo el periodo de exposición de cerca de 300 días. Para el caso del concreto MR y C10-A10, se puede ver en la Figura 6-48 y Figura 6-49 para las condiciones de carbonatación natural y acelerada, respectivamente, que  $i_{corr}$  se puede clasificar con niveles de corrosión “moderados” hasta 187 días de exposición. Teniendo en cuenta que la condición acelerada es más agresiva (3 % de  $\text{CO}_2$ ) que la utilizada por Aguirre-Guerrero et al. [130], es evidente que los concretos MR y C10-A10 mostraron una alta resistencia a la corrosión debida a la carbonatación.

Por su parte, en la Figura 6-51 se presenta la relación de  $i_{corr}$  determinada en condición de carbonatación acelerada respecto a la condición natural versus el tiempo de exposición ( $t$ ) de los concretos de prueba. En esta gráfica se puede percibir el mayor impacto de  $i_{corr}$  en la condición de carbonatación acelerada respecto a la condición natural en los concretos C10-A20, C10-A30, C15-A30 y C20-A30, con valores que son entre 30 a 70 veces superiores. Por su parte, el concreto C10-A10 muestra valores de  $i_{corr}$  2 veces superiores en condición acelerada respecto a la condición natural mientras que, para el caso del concreto MR esta relación se mantiene cercana o inferior a 1.

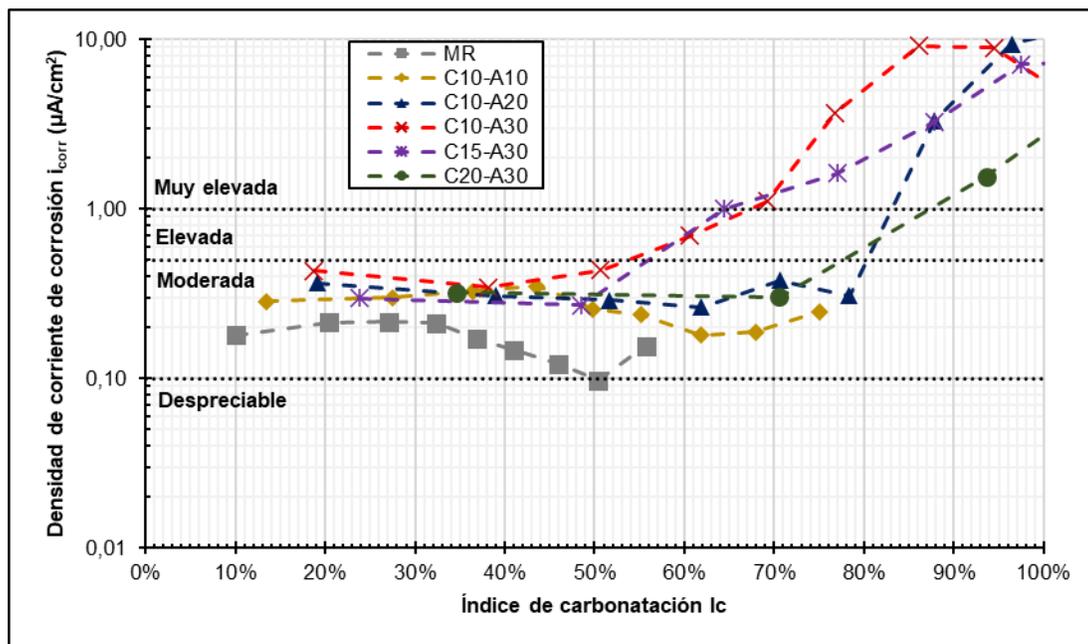
**Figura 6-51:** Relación de densidad de corriente de corrosión del acero ( $i_{corr}$ ) en condición acelerada respecto a condición natural vs tiempo de exposición ( $t$ ) de concretos de prueba.



Fuente: Elaboración propia

En la Figura 6-52 se presentan  $i_{corr}$  versus  $lc$  en condición acelerada para los concretos de prueba. Esta gráfica permite ver que los concretos C10-A20, C10-A30, C15 - A30 y C20-A30 mostraron el incremento de  $i_{corr}$  antes de que el frente de carbonatación alcanzó la barra de acero. Esto ocurrió para  $lc = 50\%$  en los concretos C10 - A30 y C15-A30, para  $lc = 78\%$  en el concreto C10-A20 y para  $lc = 71\%$  en el concreto C20-A30. De esta forma, los concretos LC3 con cementos de prueba con factores clínter inferiores al 70 % presentaron una menor resistencia a la corrosión debida a la carbonatación, cuyos efectos se empiezan a apreciar desde el momento en que el frente avanza cerca de un 50 % del recubrimiento del concreto.

**Figura 6-52:** Densidad de corriente de corrosión del acero ( $i_{corr}$ ) vs índice de carbonatación ( $lc$ ) de concretos de prueba expuestos a condición acelerada.



Fuente: Elaboración propia

## 6.4 Desempeño general

El desempeño general de los concretos LC3 de prueba frente al concreto MR se evalúa en la presente sección, particularmente, frente a la resistencia a la corrosión debida a la carbonatación y sus implicaciones en la durabilidad de estos concretos. También, se comparan algunas propiedades determinadas en el polvo, pasta y mortero fabricado con los cementos LC3 de prueba.

### 6.4.1 Cemento y pasta

Las propiedades físicas de los cementos de prueba se resumen en la Tabla 6-18. Los cementos LC3 de prueba presentaron menores densidades y mayores finuras respecto al cemento MR, lo que se puede asociar a que la arcilla calcinada y la caliza son materiales con menor densidad y más finos que el cemento MR, respectivamente. También, la presencia de arcilla calcinada en los cementos LC3 de prueba incrementó la demanda de agua para obtener una consistencia normal y presentaron mayores tiempos de fraguado iniciales y finales respecto al cemento MR.

En términos de calor de hidratación a 24 h, los cementos LC3 de prueba mostraron una liberación de calor significativamente menor que el cemento MR, que se podría asociar a la presencia de SCM que producen reacciones puzolánicas a mediano y largo plazo. Además, los cementos LC3 de prueba presentaron una mayor resistividad respecto al cemento MR, lo que puede estar relacionado con un desarrollo diferente de la microestructura y presencia de especies de iónicas diferentes en la solución de poros de la pasta de cemento. Este efecto es significativamente mayor en el cemento C20-A30.

**Tabla 6-18:** Resumen de propiedades físicas de cementos de prueba.

Propiedad	MR	C10-A10		C10-A20		C10-A30		C15-A30		C20-A30	
	Valor	Valor	%Dif.								
Densidad (gr/cm <sup>3</sup> )	3,084	2,978	⇒ -3%	2,941	⇒ -5%	2,885	⇒ -6%	2,892	⇒ -6%	2,878	⇒ -7%
Finura (m <sup>2</sup> /kg)	450	485	⇒ 8%	536	⇒ 19%	586	⇒ 30%	604	⇒ 34%	592	⇒ 32%
Consistencia normal (%)	26,5%	27,5%	⇒ 4%	28,1%	⇒ 6%	29,5%	⇒ 11%	29,7%	⇒ 12%	29,9%	⇒ 13%
Tiempo de fraguado inicial (h)	1,61	2,28	⇒ 41%	2,02	⇒ 25%	2,33	⇒ 45%	2,10	⇒ 30%	2,46	⇒ 53%
Tiempo de fraguado final (h)	3,50	3,50	⇒ 0%	3,83	⇒ 10%	4,17	⇒ 19%	4,00	⇒ 14%	4,00	⇒ 14%
Calor de hidratación a 24h (J/gr)	234,14	207,48	⇒ -11%	194,47	⇒ -17%	160,13	⇒ -32%	184,30	⇒ -21%	170,36	⇒ -27%
Resistividad a 24h (kΩcm)	1,41	1,00	⇒ -29%	0,79	⇒ -44%	0,66	⇒ -53%	0,63	⇒ -56%	0,50	⇒ -65%

Fuente: Elaboración propia

Considerando lo previo, los cementos LC3 de prueba presentaron una variación significativa de propiedades físicas respecto al cemento MR, principalmente, en los parámetros asociados con el proceso de hidratación. Lo anterior, como consecuencia de la interacción física y química de la caliza y arcilla calcinada en los cementos LC3 de prueba, así como el efecto del ajuste del contenido yeso como fuente de sulfato y el factor

clínker del cemento. Sin embargo, los efectos más desfavorables se observaron en el caso del cemento C20-A30.

### 6.4.2 Mortero

Las propiedades mecánicas y tasas de carbonatación del mortero fabricado con los cementos de prueba se resumen en la Tabla 6-19. En primer lugar, se puede apreciar que todos los morteros de prueba presentaron demandas de agua similares con relaciones  $a/mc$  entre 0,58 y 0,59 para obtener una fluidez del 110 %, en contraposición a lo observado en la pasta de cemento. En segundo lugar, para el caso de la resistencia a la compresión en cubos de los morteros de prueba fabricados con esta fluidez según la norma NTC 121 [136], se observó una reducción significativa de esta para todas las edades de ensayos en los morteros LC3 de prueba con factores clínker inferiores al 70% y respecto al mortero MR.

**Tabla 6-19:** Resumen de propiedades mecánicas y tasas de carbonatación de morteros de prueba.

Propiedad	MR	C10-A10		C10-A20		C10-A30		C15-A30		C20-A30	
	Valor	Valor	%Dif.								
Relación $a/mc$ para fluidez del 110% (%)	0,593	0,591	⇒ 0%	0,585	⇒ -1%	0,585	⇒ -1%	0,588	⇒ -1%	0,588	⇒ -1%
Resistencia a la compresión (NTC 121)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3 días (MPa)	24,45	20,87	⇒ -15%	17,10	⇒ -30%	11,50	⇒ -53%	10,15	⇒ -58%	8,25	⇒ -66%
7 días (MPa)	38,57	30,37	⇒ -21%	24,67	⇒ -36%	18,00	⇒ -53%	17,20	⇒ -55%	13,23	⇒ -66%
28 días (MPa)	45,97	42,1	⇒ -8%	36,90	⇒ -20%	27,35	⇒ -41%	24,03	⇒ -48%	20,60	⇒ -55%
Resistencia a la compresión - Carbonatación natural	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
7 días (MPa)	56,13	61,03	⇒ 9%	49,63	⇒ -12%	45,13	⇒ -20%	36,37	⇒ -35%	36,03	⇒ -36%
28 días (MPa)	56,03	62,53	⇒ 12%	49,83	⇒ -11%	46,83	⇒ -16%	38,60	⇒ -31%	38,30	⇒ -32%
84 días (MPa)	56,00	68,17	⇒ 22%	54,60	⇒ -3%	48,13	⇒ -14%	42,25	⇒ -25%	38,73	⇒ -31%
Resistencia a la compresión - Carbonatación acelerada	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
7 días (MPa)	59,47	64,23	⇒ 8%	49,65	⇒ -17%	39,40	⇒ -34%	32,60	⇒ -45%	30,53	⇒ -49%
28 días (MPa)	66,35	66,35	⇒ 0%	50,90	⇒ -23%	38,00	⇒ -43%	34,50	⇒ -48%	28,07	⇒ -58%
84 días (MPa)	69,20	69,20	⇒ 0%	51,43	⇒ -26%	37,07	⇒ -46%	29,53	⇒ -57%	27,30	⇒ -61%
Tasa de carbonatación acelerada (mm/día <sup>0.5</sup> )*	2,023	1,696	⇒ -16%	2,390	⇒ 18%	2,390	⇒ 18%	2,937	⇒ 45%	4,106	⇒ 103%

Fuente: Elaboración propia

En tercer lugar, para los morteros de prueba fabricados con una relación  $a/mc$  igual a 0,50, usando aditivo reductor de agua para obtener una fluidez del 100 % y expuestos a carbonatación natural y acelerada, se pudo evidenciar que el mortero C10 - A10 presentó un desempeño superior al resto de los morteros de prueba en términos de resistencia a la compresión (ver Figura 6-29). Por su parte, el mortero C10-A20 presentó un desempeño

levemente inferior al mortero MR mientras que los morteros C10-A30, C15-A30 y C20-A30 presentaron un desempeño significativamente inferior respecto al mortero MR.

En este punto es importante destacar que la evolución de la resistencia a la compresión en los morteros LC3 expuestos a carbonatación natural, posiblemente se asocia al desarrollo de reacciones de hidratación tardías como las puzolánicas y no propiamente a la influencia de la carbonatación en esta condición. Para el caso de las tasas de carbonatación acelerada de los morteros de prueba, se observó un desempeño similar al anteriormente descrito para la resistencia a la compresión, evidenciando que estas dos variables se encuentran implícitamente relacionadas para esta condición.

Considerando lo previo, los morteros LC3 de prueba con factores clínker inferiores al 60 % presentaron un desempeño inferior respecto al mortero MR, principalmente, a causa de un desarrollo menos significativo de la resistencia mecánica y una menor resistencia a la carbonatación en condición acelerada.

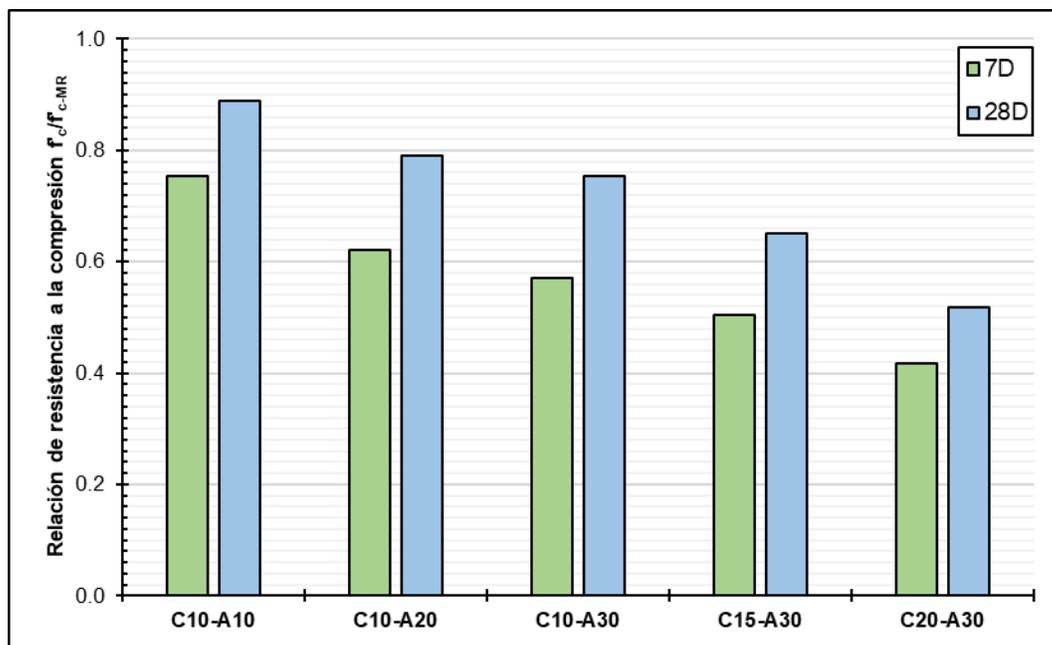
### 6.4.3 Concreto

Inicialmente es importante destacar que los resultados presentados en esta sección para los concretos de prueba, corresponden a concretos fabricados de acuerdo con los parámetros definidos en los diseños de mezcla presentados en la sección 5.2.4.1. En este sentido, los concretos de prueba fueron fabricados con una relación  $a/mc$  de 0,50 y fue necesario el uso del aditivo reductor de agua en aquellas mezclas con cementos de prueba con contenidos de arcilla calcinada del 30 % (ver Figura 6-17). También, de acuerdo con la metodología presentada en la Figura 5-18 no se verificó el rendimiento volumétrico del concreto durante la elaboración y fabricación de los concretos de prueba.

En la Figura 6-53 se compara la resistencia a la compresión de los concretos LC3 por cada edad de ensayo respecto a la resistencia a la compresión del concreto MR. De esta forma, se puede apreciar en esta gráfica que los concretos C10-A10 y C10-A20 presentaron un desempeño levemente inferior respecto al concreto MR, mientras que el concreto C20-A30 presenta un desempeño significativamente inferior. Sin embargo, es importante destacar que esta comparación abarca solamente edades tempranas (hasta 28 días), en las cuales el concreto MR fabricado con un cemento ART (NTC 121 [136]) logra un desarrollo importante de la resistencia a la compresión.

En la Tabla 6-20 se resumen la absorción, densidades y volumen de poros permeables de los concretos de prueba observando que los concretos LC3 de prueba en general presentaron variaciones muy pequeñas de estos parámetros respecto al concreto MR. Aunque se resalta que para el concreto C10-A30 se determinó una absorción de 5,8 %, inferior respecto al concreto MR, así como para el concreto C20-A30 se obtuvieron una absorción y un volumen de poros permeables de 8,1 % y 17,2 %, respectivamente, valores que son representativamente mayores respecto a los obtenidos en el concreto MR.

**Figura 6-53:** Relación de resistencia a la compresión ( $f'_c$ ) de concretos LC3 de prueba respecto a concreto MR.



Fuente: Elaboración propia

**Tabla 6-20:** Resumen de absorción, densidades y volumen de poros permeables de concretos de prueba.

Propiedad	MR	C10-A10		C10-A20		C10-A30		C15-A30		C20-A30	
	Valor	Valor	%Dif.	Valor	%Dif.	Valor	%Dif.	Valor	%Dif.	Valor	%Dif.
Absorción (%)	6,9%	6,8%	⇒ -1%	6,5%	⇒ -5%	5,8%	⇒ -16%	6,9%	⇒ 1%	8,1%	⇒ 18%
Densidad seca (gr/cm <sup>3</sup> )	2.198,42	2.198,74	⇒ 0%	2.211,17	⇒ 1%	2.247,65	⇒ 2%	2.184,36	⇒ -1%	2.117,87	⇒ -4%
Densidad aparente (gr/cm <sup>3</sup> )	2.586,52	2.592,16	⇒ 0%	2.607,02	⇒ 1%	2.573,57	⇒ -1%	2.583,63	⇒ 0%	2.567,22	⇒ -1%
Volumen de poros permeables (%)	15,1%	14,9%	⇒ -1%	14,4%	⇒ -4%	12,9%	⇒ -14%	15,1%	⇒ 0%	17,2%	⇒ 14%

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 6-21 se resumen las tasas de carbonatación de los concretos de prueba determinadas para la condición acelerada ( $k_{c-CA}$ ), en donde se observa que el concreto C10-A10 es el único que presenta un desempeño cercano al concreto MR, mientras que para el resto de los concretos LC3 de prueba se tiene una resistencia a la carbonatación menor. Particularmente, el concreto C20-A30 presenta una tasa de carbonatación acelerada cerca de 247 % más alta que el concreto MR. De acuerdo con los datos presentados en la Tabla 6-20, esto podría estar asociado a una mayor porosidad y permeabilidad del concreto C20-A30, además de una reserva alcalina significativamente inferior como resultado de un mayor contenido de SCM en el cemento.

**Tabla 6-21:** Resumen de tasas de carbonatación acelerada ( $k_{c-CA}$ ) de concretos de prueba.

Propiedad	MR	C10-A10		C10-A20		C10-A30		C15-A30		C20-A30	
	Valor	Valor	%Dif.	Valor	%Dif.	Valor	%Dif.	Valor	%Dif.	Valor	%Dif.
Tasa de carbonatación acelerada (mm/día <sup>0.5</sup> )	1,430	1,928	↔ 35%	2,736	↑ 91%	2,681	↑ 87%	3,406	↑ 138%	4,955	↑ 247%

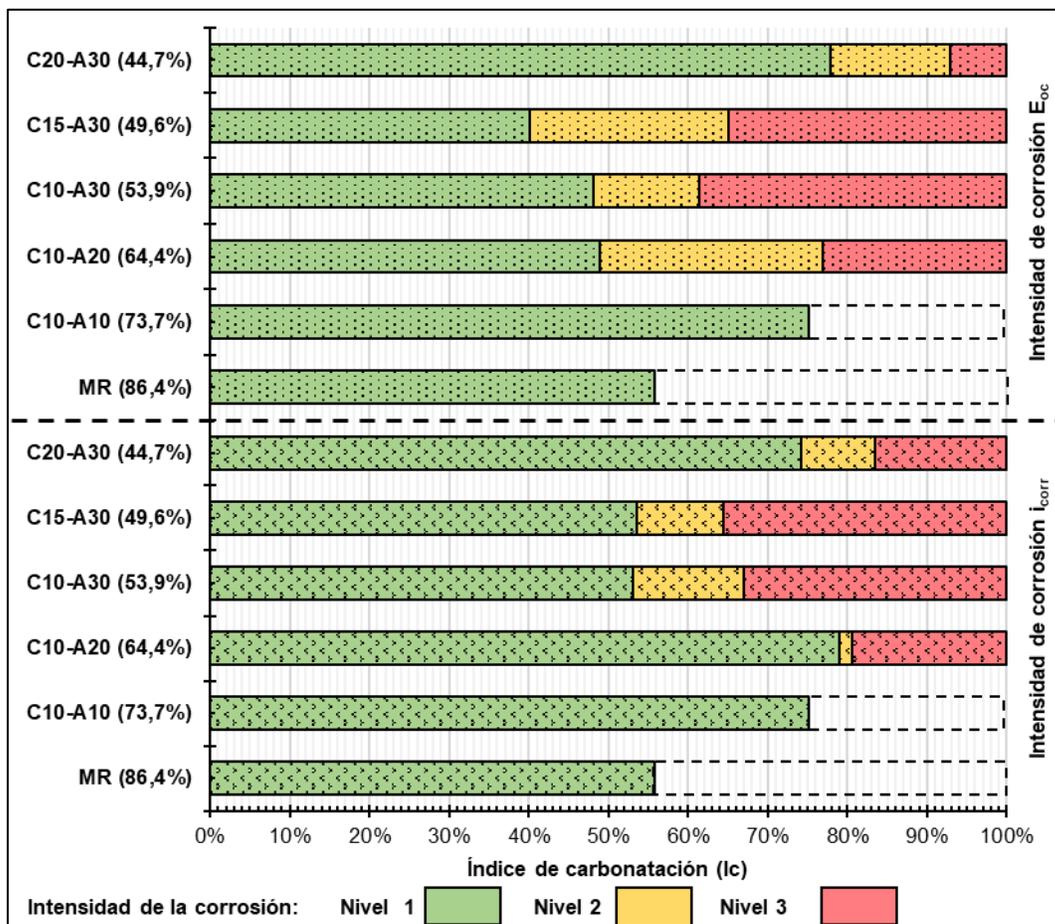
Fuente: Elaboración propia

Con base en los resultados presentados en las secciones 6.3.2 y 6.3.5, en la Figura 6-54 se presentan las zonas para clasificar la presencia de actividad corrosiva en términos de  $E_{oc}$  (ver Tabla 2-7) y los niveles de corrosión en términos de  $i_{corr}$  (Ver Tabla 2-8), en función de  $l_c$  para la condición de carbonatación acelerada en los concretos de prueba. De esta forma, se establece un modelo conceptual que permite identificar el periodo de iniciación relacionado con los modelos de durabilidad por carbonatación en función de  $l_c$ . De igual forma, en la Figura 6-54 se presenta entre paréntesis el factor clínter del cemento en cada concreto de prueba.

A partir de la Figura 6-54 se puede establecer que dependiendo del factor clínter en los cementos LC3, no se requiere que el frente de carbonatación alcance el refuerzo para dar inicio a los procesos de corrosión. En términos de  $E_{oc}$  y  $i_{corr}$  para los concretos C10-A30 y C15-A30 se presentó actividad corrosiva importante con una alta probabilidad para  $l_c$  entre a 60 % y 70 %. En el caso de los concretos C10-A20 y C20-A30 esto ocurrió para  $l_c$  de 80 % y 90 %, respectivamente, mostrando una mayor resistencia a los efectos de despasivación temprana del acero de refuerzo. Sin embargo, esto pone de manifiesto que para cementos con altos volúmenes de SCM, es necesario calibrar modelos de vida útil por carbonatación en función del factor clínter, condición que posiblemente no está incluida dentro de la estimación coeficiente de  $k_{c-CA}$  para la condición acelerada.

Además, la Figura 6-54 muestra una mayor vulnerabilidad de los concretos LC3 de prueba con mayores contenidos de SCM en comparación con los concretos MR y C10-A10, cuyo comportamiento fue superior a pesar de que dentro del horizonte de tiempo de la investigación no fue posible registrar información hasta  $I_c = 100\%$  (línea punteada). En términos de actividad corrosiva, tanto  $E_{oc}$  como  $i_{corr}$  mostraron un patrón similar en función  $I_c$  y el Nivel 2 (amarillo) de intensidad de corrosión representa la transición de la condición de corrosión pasiva a la activa de las barras de refuerzo (despasivación). En este sentido, se puede establecer que de acuerdo a los valores de  $I_c$  mostrados en la Figura 6-54, los concretos C10-A20, C10-A30, C15-A30 y C20-A30 mostraron una despasivación temprana del acero de refuerzo a edades tempranas de carbonatación acelerada, lo que se podría asociar la existencia de una menor reserva alcalina en los concreto LC3 de prueba.

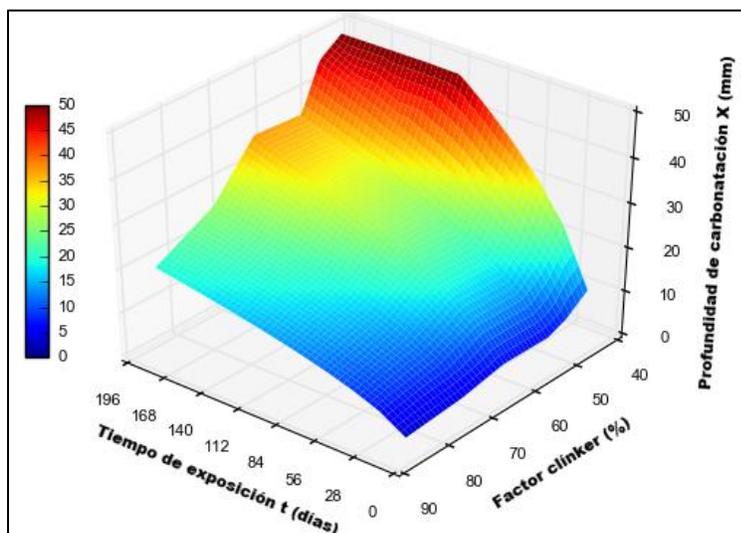
**Figura 6-54:** Clasificación de niveles de intensidad de corrosión con  $E_{oc}$  y  $i_{corr}$  en función de  $I_c$  de cementos de prueba (factor clínter).



Fuente: Elaboración propia

En la Figura 6-55 se presenta la profundidad de carbonatación ( $X$ ) versus el factor clínter en el cemento y el tiempo de exposición ( $t$ ) a carbonatación acelerada de los concretos de prueba. En esta figura se puede ver que la resistencia a la carbonatación del concreto fue directamente proporcional al factor clínter en el cemento, sin identificar una influencia particular del contenido de caliza y arcilla calcinada o la relación arcilla calcinada/caliza en el cemento. Por su parte, en la Figura 6-56 se presenta  $E_{oc}$  versus el factor clínter en el cemento y el tiempo de exposición a carbonatación natural y acelerada de los concretos de prueba. En la condición natural no se observó la presencia de actividad corrosiva con una alta probabilidad en términos de  $E_{oc}$  mientras que, para la condición acelerada se puede ver claramente que los concretos de prueba con una menor resistencia a la carbonatación mostraron la presencia de actividad corrosiva con una alta probabilidad en el acero desde edades tempranas.

**Figura 6-55:** Profundidad de carbonatación ( $X$ ) vs factor clínter del cemento y tiempo de exposición ( $t$ ) a carbonatación acelerada de concretos de prueba.

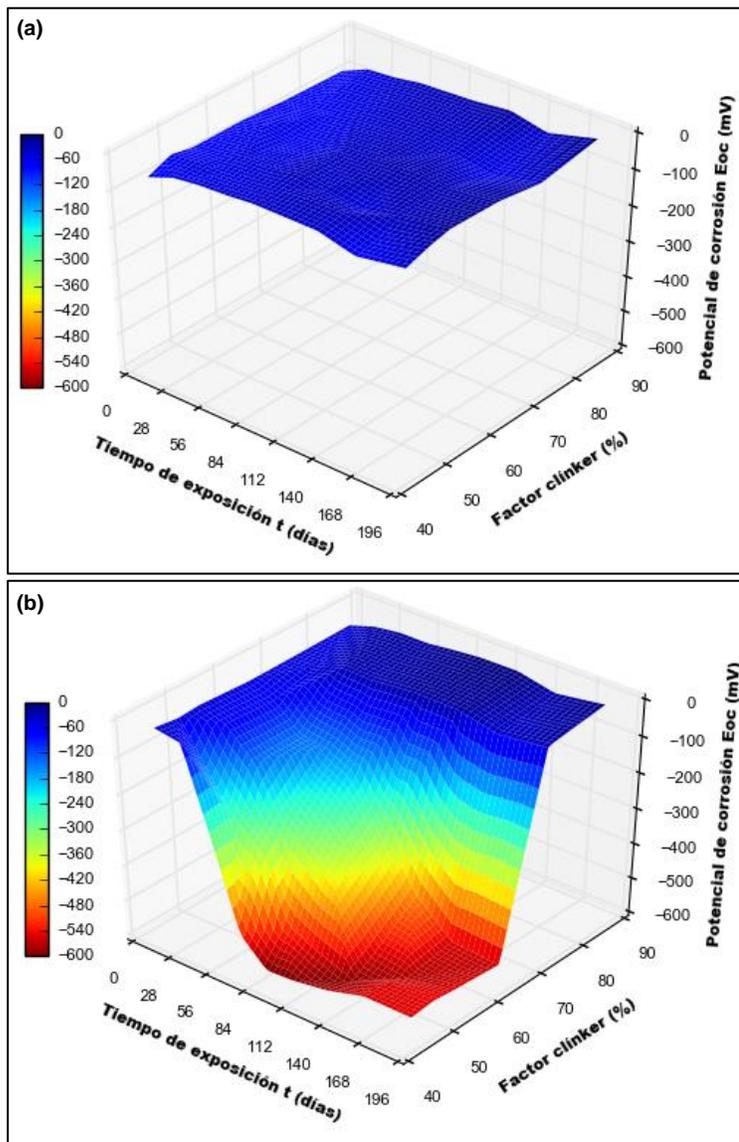


Fuente: Elaboración propia

De forma similar, en la Figura 6-57 se presenta  $R_C$  versus el factor clínter del cemento y el tiempo de exposición ( $t$ ) a carbonatación natural y acelerada de los concretos de prueba. En la condición natural se observa que  $R_C$  fue inversamente proporcional al factor clínter del cemento y directamente proporcional al tiempo de exposición. Este comportamiento podría asociarse a las reacciones puzolánicas a largo plazo en los concretos con cementos LC3 que producen cambios significativos como la densificación de la microestructura y consumo de iones presentes en la solución de poros. En contraste, para la condición

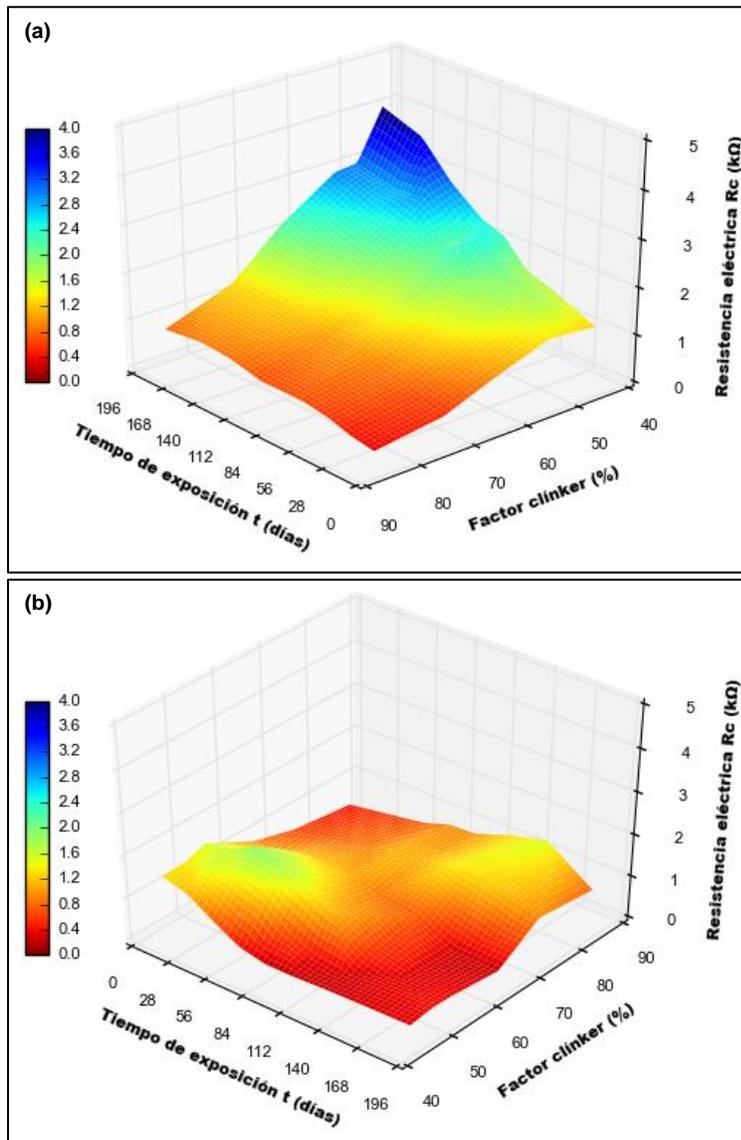
acelerada se identificó un comportamiento muy diferente: para un mayor factor clínker del cemento se observó un mayor desarrollo de  $R_C$ , pero se obtuvo la tendencia a opuesta en los concretos de prueba con una menor resistencia a la carbonatación. De esta forma, es evidente que la carbonatación acelerada produjo cambios importantes en términos de  $R_C$  que pueden considerarse como positivos para factores clínker superiores al 70% y negativos para el caso contrario.

**Figura 6-56:** Potencial de corrosión del acero ( $E_{oc}$ ) vs factor clínker del cemento y tiempo de exposición ( $t$ ) a (a) carbonatación natural y (b) acelerada de concretos de prueba.



Fuente: Elaboración propia

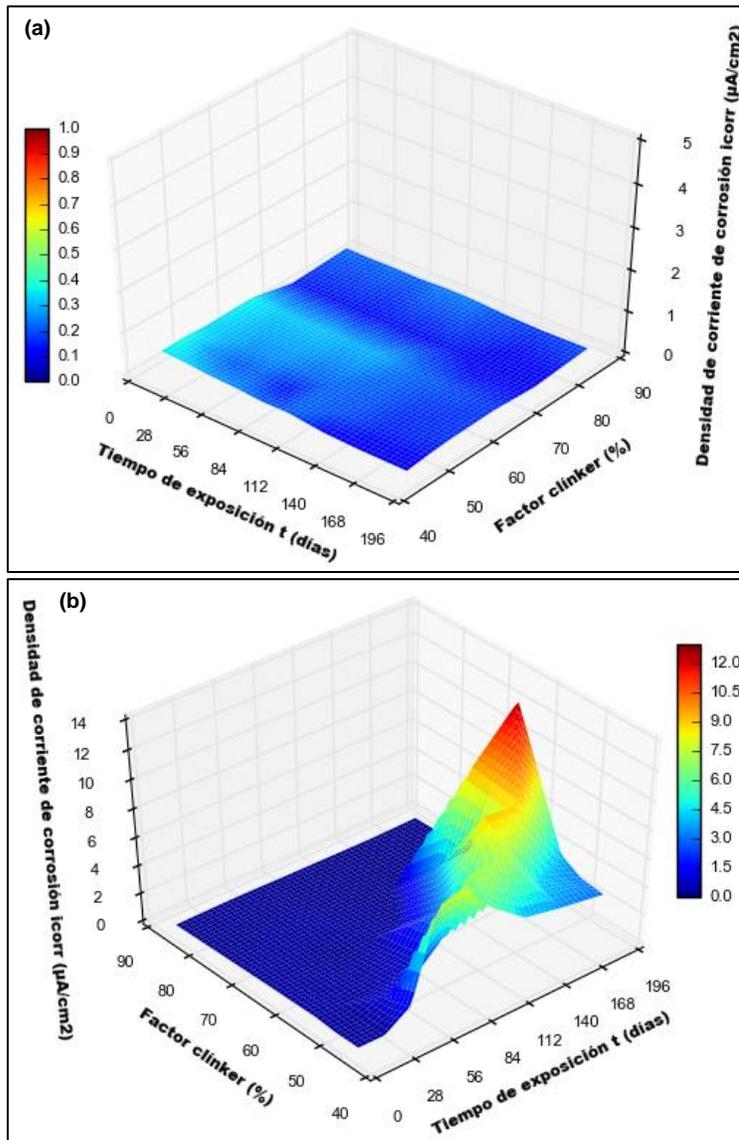
**Figura 6-57:** Resistencia eléctrica del concreto ( $R_c$ ) vs factor clinker del cemento y tiempo de exposición ( $t$ ) a (a) carbonatación natural y (b) acelerada de concretos de prueba.



Fuente: Elaboración propia

En la Figura 6-58 se presenta  $i_{corr}$  versus el factor clinker del cemento y el tiempo de exposición ( $t$ ) a carbonatación natural y acelerada. Para el caso de la condición natural no se identificaron diferencias significativas en el comportamiento de  $i_{corr}$  en los concretos de prueba mientras que, para la condición acelerada se presentó un patrón muy similar de  $i_{corr}$  al observado en la Figura 6-55 para la profundidad de carbonatación ( $X$ ):  $i_{corr}$  fue inversamente proporcional a la resistencia a la carbonatación del concreto y directamente proporcional al factor clinker del cemento.

**Figura 6-58:** Densidad de corriente de corrosión ( $i_{corr}$ ) vs factor clínker del cemento y tiempo de exposición ( $t$ ) a (a) carbonatación natural y (b) acelerada



Fuente: Elaboración propia

Como se explicó en la sección 2.5.3, diferentes modelos de durabilidad por corrosión consideran la vida de servicio de una estructura como la suma de un periodo de iniciación y propagación de la corrosión. Para el caso de la carbonatación en el concreto, se dice habitualmente (p. ej. Rathnarajan & Pillai [7], NTC 5551 [180]) que el periodo de iniciación corresponde al tiempo en que el frente de carbonatación alcanza la barra de acero y lo despasiva, al superar la barrera creada por el recubrimiento de concreto. Sin embargo, los resultados presentados anteriormente mediante el método de carbonatación acelerada

para los concretos de prueba permitieron ver que el efecto de este proceso se presenta de manera significativa, antes de que el frente de carbonatación alcance la barra de acero, especialmente para los concretos con altos contenidos de SCM.

En este sentido, se considera que el enfoque del diseño por durabilidad del concreto y en general de las estructuras de concreto, particularmente, al relacionado con corrosión debida a la carbonatación, no debe limitarse exclusivamente a la selección de un espesor de recubrimiento del concreto estimado en función del tiempo en que se proyecta el frente de carbonatación alcance la barra de acero (cartas de diseño). Más bien, la definición del valor de diseño, es decir, el espesor del recubrimiento de concreto debe considerar un margen de seguridad en función del tipo de material como lo define la norma internacional ISO 16204 [181], condiciones de exposición, presencia de agentes nocivos, entre otros. Por ejemplo, para el caso de los concretos LC3 de prueba, estos márgenes de seguridad podrían variar entre un 50 % y 100 % del espesor de recubrimiento de concreto requerido para que el frente de carbonatación alcance la barra de refuerzo durante la vida de servicio de una estructura, de acuerdo con los resultados experimentales obtenidos en la presente investigación.

En consecuencia, el margen de seguridad del valor de diseño por corrosión debida a la carbonatación debe considerar la resistencia a la carbonatación del concreto. Para tal efecto, las pruebas de tortura y aceleradas constituyen métodos atractivos para evaluar el desempeño equivalente entre diferentes materiales en periodos de tiempos cortos, y particularmente, respecto a materiales con un comportamiento bien definido. No obstante, es claro que la simulación de condiciones ambientales más agresivas que las condiciones naturales o de servicio de las estructuras, refleja la necesidad de realizar pruebas a mediano y largo plazo en estas condiciones, que permitan calibrar de forma adecuada las metodologías y pruebas aceleradas.

# 7. Conclusiones y recomendaciones

## 7.1 Conclusiones

Los concretos fabricados con cementos LC3 con contenidos bajos de caolinita, particularmente, con un nivel de reemplazo de clínker del 50 % han sido presentados en la literatura técnica como un material capaz de desarrollar propiedades mecánicas comparables al concreto hecho con OPC. También, se reporta que los cementos LC3 desarrollan una microestructura más densa asociada a la sinergia entre la caliza y la arcilla calcinada, lo cual permite obtener una mayor durabilidad en el concreto frente al ataque por cloruros y la RAS. Además, se han llevado cabo pruebas a escala industrial en países como Cuba e India que muestran el potencial de producción a gran escala de los cementos LC3 e igualmente, los importantes beneficios ambientales en términos de reducción de emisiones de CO<sub>2</sub> y potencialidades socioeconómicas en países en vía de desarrollo como Colombia. Sin embargo, los concretos hechos con cementos LC3 presentan una mayor susceptibilidad a la carbonatación debido a una menor reserva alcalina, proceso que es uno de los detonantes de la corrosión del acero en estructuras de concreto reforzado.

En esta investigación, se evaluó la resistencia a la corrosión debida a la carbonatación de concretos fabricados con cementos pórtland adicionados con caliza y arcilla calcinada particularmente, utilizando los métodos electroquímicos de EIS y LPR. Además, la resistencia a la carbonatación en el concreto y el mortero fue evaluada principalmente mediante pruebas aceleradas, aunque también se ejecutaron algunas pruebas de referencia en condición natural. De igual forma, la formulación y el desarrollo de los cementos de prueba para la definición del contenido de yeso como fuente de sulfato en cada cemento, se realizó mediante la caracterización de la pasta de cemento, particularmente, evaluando el calor de hidratación y la resistividad eléctrica a edades tempranas del proceso de hidratación en la pasta de cemento.

La conclusión principal del presente trabajo es que la resistencia a la carbonatación acelerada y la resistencia a la corrosión debida a esta en los concretos de prueba estuvo controlada por el factor clínker del cemento. Particularmente, se puede concluir que los efectos de la carbonatación acelerada en términos de resistencia eléctrica del concreto y niveles de corrosión en el acero, se presentan antes de que el frente de  $\text{CO}_2$  alcance la barra de acero evidenciando su despasivación temprana. Esto como consecuencia de tener una menor reserva alcalina en los concretos LC3, condición asociada a mayores niveles de reemplazo de clínker en el cemento. De esta forma, se hace necesario considerar este comportamiento en la determinación de las tasas de carbonatación y el diseño por durabilidad de las estructuras de concreto LC3 reforzado, considerando que puede no ser suficiente la obtención de una microestructura más densa en los concretos LC3 para controlar el ingreso de agentes nocivos para el concreto como el  $\text{CO}_2$ . Por su parte, para el caso de carbonatación natural no se observó actividad corrosiva en los concretos de prueba luego de 187 días de exposición. Adicionalmente, se presentan las siguientes conclusiones de acuerdo con los materiales ensayados:

- El ajuste del contenido de  $\text{SO}_3$  de los cementos LC3 de prueba establecido mediante la evaluación del proceso de hidratación a edades tempranas en la pasta de cemento, fue inversamente proporcional al factor clínker del cemento y estuvo entre un +0 y +0,86 % respecto al cemento MR. Lo anterior, se puede asociar con la sinergia entre las superficies de nucleación proporcionadas por la caliza y el aporte de aluminatos de la arcilla calcinada en este proceso. Sin embargo, no se identificó un efecto significativo de la relación arcilla calcinada/caliza en la formulación de los cementos de prueba.
- La presencia de caliza y arcilla calcinada modificó de forma importante el proceso de hidratación de los cementos LC3 de prueba durante las primeras 24 h, reduciendo la liberación de calor de hidratación total específico y mostrando una menor resistividad eléctrica en la pasta de cemento. Además, el incremento en la demanda de agua para obtener una consistencia normal y de los tiempos de fraguado estuvo controlado por el contenido de arcilla calcinada en el cemento. También, los cementos LC3 de prueba presentaron menores densidades y mayores finuras respecto al cemento MR como consecuencia de contener SCM con menor densidad y mayor finura como la arcilla calcinada.

- Los morteros LC3 de prueba presentaron una demanda de agua similar al mortero MR para obtener una fluidez en la mesa de flujo del 110 % sin considerar el uso de aditivos químicos. Además, la resistencia a la compresión de los morteros LC3 de prueba fue directamente proporcional al factor clínker del cemento a edades de hasta 28 días y tuvieron un desempeño inferior respecto al mortero MR, teniendo en cuenta que este corresponde a un cemento ART.
- El contenido de arcilla calcinada en los cementos LC3 de prueba modificó de forma importante la trabajabilidad del concreto en estado fresco. En términos de resistencia a la compresión a 28 días, los concretos con cementos LC3 de prueba con factores clínker superiores al 55 % presentaron un desempeño comparable al concreto MR mostrando un buen potencial de desarrollo de las propiedades mecánicas, y para factores clínker menores la resistencia a la compresión se vio significativamente reducida. Respecto a la absorción, densidad y volumen de poros permeables la mayoría de los concretos LC3 de prueba presentaron parámetros similares al concreto MR, con excepción del concreto C20-A30 que presentó una mayor absorción y volumen de poros permeables, lo cual se podría asociar a un mayor contenido de caliza en el cemento.
- La evaluación cualitativa de los cambios producidos como resultado de la carbonatación acelerada en la pasta de los cementos de prueba mostraron una menor disponibilidad de hidróxido de calcio en función del factor clínker del cemento y el consumo de este como efecto de la carbonatación. Respecto a la presencia de carbonato de calcio como consecuencia de este proceso, su identificación es limitada teniendo en cuenta la presencia de caliza en los cementos LC3 de prueba y, solo para los cementos con mayor contenido de SCM se identificó la presencia de aragonita. Respecto a otros minerales presentes, como el cuarzo aportado por la arcilla calcinada, no se identificaron cambios significativos por efecto de la carbonatación. Los cementos MR y C10-A10 no presentaron cambios significativos a diferentes edades de exposición.
- Se evaluó el efecto de la carbonatación acelerada y natural sobre la resistencia a la compresión de los morteros de prueba, encontrando que el mortero C10-A10 presentó el mejor desempeño para ambas condiciones, seguido por el mortero MR. En condición natural, se pudo observar que los morteros LC3 de prueba mostraron

una evolución de la resistencia a la compresión comparable o superior a la del mortero MR. Sin embargo, la evolución de esta se atribuye al desarrollo de reacciones de hidratación tardías (p. ej. puzolánicas) y no propiamente a la condición de exposición. En contraste, los morteros LC3 con factores clínker inferiores al 60% presentaron una reducción en la resistencia a la carbonatación en condición acelerada. En esta condición, el mortero MR presentó una mayor evolución de la resistencia a la compresión que en la condición natural. Bajo este contexto, los morteros C10-A10 y C10-A20 mostraron un gran potencial de atrapar  $\text{CO}_2$  sin comprometer el desarrollo de la resistencia a la compresión.

- Los concretos LC3 de prueba presentaron una menor resistencia a la carbonatación que el concreto MR en condición acelerada, la cual fue directamente proporcional al factor clínker y particularmente, al contenido de caliza del cemento. Esto teniendo en cuenta que los concretos C15-A30 y C20-A30 con mayor contenido de caliza en el cemento, presentaron tasas de carbonatación (acelerada) significativamente mayores respecto a los otros concretos LC3 y MR de prueba. Adicionalmente, se pudo establecer de forma preliminar mediante ensayos de carbonatación natural que las tasas de carbonatación en condición acelerada son entre 9,3 y 11,4 veces mayores respecto a la condición natural. No obstante, esto debe ser comprobado mediante ensayos para carbonatación natural a mayores edades de exposición.
- Para la condición de carbonatación natural, los concretos LC3 y MR de prueba no mostraron con una alta probabilidad actividad corrosiva en términos de potencial de corrosión, así como la densidad de corriente de corrosión en el acero de refuerzo fue despreciable o moderada. Adicionalmente, la resistencia eléctrica del concreto mostró un incremento positivo en función del tiempo de exposición y fue inversamente proporcional al factor clínker del cemento. Sin embargo, estos efectos no se asocian a la condición de exposición propiamente, sino más bien al posible desarrollo de la microestructura del concreto asociado con la presencia de reacciones puzolánicas a mediano y largo plazo en los cementos LC3.
- Para la condición de carbonatación acelerada, los concretos LC3 de prueba presentaron un menor desempeño respecto al concreto MR y, particularmente, este fue directamente proporcional al factor clínker del cemento. La velocidad con la que se aprecian los efectos de la carbonatación en los concretos LC3 de prueba fue

función de su resistencia a la carbonatación: el potencial de corrosión disminuyó hasta valores entre -540 mV y -560 mV, la resistencia eléctrica se redujo a valores entre 0,3 k $\Omega$  y 0,4 k $\Omega$  y la densidad de corriente de corrosión alcanzó valores de 10  $\mu\text{A}/\text{cm}^2$  con niveles de corrosión muy altos. Sin embargo, los concretos MR y C10-A10 presentaron un desempeño superior al resto de los concretos de prueba ya que, no se observaron efectos negativos en términos de resistencia eléctrica del concreto y potencial de corrosión y densidad de corriente de corrosión del acero, luego de 187 días de exposición.

- Los resultados de las pruebas electroquímicas de EIS y LPR mostraron que los efectos de la carbonatación en la resistencia a la corrosión de los concretos LC3 son significativos antes de que el frente de carbonatación alcance la barra de refuerzo. Este periodo de tiempo ha sido habitualmente definido como el periodo de iniciación en algunos modelos de durabilidad de corrosión por carbonatación, Sin embargo, se plantea la necesidad de considerar márgenes o factores de seguridad en la selección del recubrimiento de concreto para un determinado tiempo de vida útil de una estructura, bajo la perspectiva del diseño por durabilidad para el caso de las estructuras de concreto LC3 reforzado.

## 7.2 Recomendaciones

A continuación, se presentan algunas recomendaciones para continuar con la línea investigativa del presente trabajo:

- La evaluación de la resistencia a la corrosión debida a carbonatación en concretos fabricados con cementos LC3, mediante pruebas de tortura y aceleradas mostró que los efectos de la carbonatación en términos de actividad y niveles de corrosión en el acero son importantes antes de que el frente de carbonatación supere el recubrimiento de concreto y alcance la barra de acero. En este sentido, es importante verificar la equivalencia en términos de tiempos y velocidad del desarrollo de estos parámetros en condiciones ambientales o naturales, de tal forma que esto permita validar y calibrar los métodos acelerados. De esta forma, considerando que existe un número importante de especímenes utilizados en esta investigación tanto para pruebas de carbonatación como la ejecución de ensayos electroquímicos, se recomienda continuar la toma de datos a mediano y largo plazo

(p. ej. 1 año, 3 años y 5 años) con el fin de establecer un modelo de comportamiento completo para la condición natural.

- La evaluación de la resistencia a la carbonatación del mortero y el concreto se realizó con diseños de mezclas y condiciones de curado convencionales, con el fin de evaluar el desempeño de los cementos LC3 de prueba y efecto del factor clínker y la relación arcilla calcinada/caliza en el cemento, y las condiciones de exposición a carbonatación. En este sentido, existen otros factores que afectan la resistencia a la carbonatación del concreto como: relación agua/material cementante, contenido de cemento, permeabilidad, volumen y gradación de los agregados, uso de agregados reciclados y livianos, curado, entre otros. Considerando esto, se recomienda desarrollar estudios que permitan evaluar el efecto de optimizar algunas de estas variables (p. ej. menores relaciones  $a/mc$  o mejorar procedimientos (p. ej. periodos de curado más prolongados) sobre la resistencia a la carbonatación de los concretos LC3. Esto con el fin, de brindar alternativas que permitan tener mayor certeza en el uso de los concretos LC3 para aplicaciones convencionales y especiales, en términos de durabilidad por carbonatación y corrosión inducida por carbonatación.
- La influencia del contenido de  $SO_3$  en los cementos LC3 de prueba fue estudiada mediante la evaluación del desempeño en términos de calor de hidratación y resistividad eléctrica de la pasta de cemento. Sin embargo, algunos autores como Scrivener et al. [12] explican que el contenido de álcalis del cemento es importante para dar suficiente alcalinidad y potenciar la reacción puzolánica en los cementos LC3, por lo que, se recomienda estudiar el efecto del contenido de álcalis en la dosificación del contenido de  $SO_3$  en los cementos LC3.
- La técnica de EIS permitió evaluar el efecto global de la carbonatación en la resistencia eléctrica de los concretos LC3 y MR de prueba, la cual está relacionada con la permeabilidad de la microestructura y la presencia de iones en la solución de poros del concreto. Dado que las transformaciones producidas por la carbonatación de la pasta de cemento hidratada se encuentran documentadas en la literatura y bibliografía técnica, se recomienda estudiar el efecto de la carbonatación en la electroquímica de la solución de poros y su incidencia en la resistencia eléctrica de los concretos LC3.

## A. Proporciones de materias primas por contenido de SO<sub>3</sub> a ensayar

De la Tabla A - 1 a la Tabla A - 6 se presentan las proporciones de las materias primas (CEM: Cemento de referencia, ARC: Arcilla calcinada, CAL: Caliza, YES: Yeso) calculadas con base en lo expuesto en la sección 5.1.1 para cada contenido de SO<sub>3</sub> a ensayar por cada cemento de prueba.

**Tabla A - 1:** Proporciones de materias primas para cemento MR por contenido de SO<sub>3</sub> a ensayar.

%SO <sub>3</sub>	Proporciones de materias primas (%)				% Total
	CEM	ARC	CAL	YES	
3,03	100,00	0,00	0,00	0,00	100,00
3,50	98,78	0,00	0,11	1,11	100,00
4,00	97,38	0,00	0,25	2,37	100,00

Fuente: Elaboración propia

**Tabla A - 2:** Proporciones de materias primas para mezcla de cemento C10-A10 por contenido de SO<sub>3</sub> a ensayar.

%SO <sub>3</sub>	Proporciones de materias primas (%)				% Total
	CEM	ARC	CAL	YES	
2,79	88,29	10,00	1,49	0,22	100,00
3,29	86,89	10,00	1,63	1,48	100,00
3,79	85,51	10,00	1,76	2,73	100,00
4,23	84,11	10,00	1,90	3,98	100,00
4,79	82,71	10,00	2,03	5,25	100,00

Fuente: Elaboración propia

**Tabla A - 3:** Proporciones de materias primas para mezcla de cemento C10-A20 por contenido de SO<sub>3</sub> a ensayar.

%SO <sub>3</sub>	Proporciones de materias primas (%)				% Total
	CEM	ARC	CAL	YES	
2,50	77,09	20,00	2,57	0,33	100,00
3,29	74,86	20,00	2,79	2,35	100,00
3,79	73,48	20,00	2,92	3,60	100,00
4,29	72,08	20,00	3,06	4,86	100,00
4,79	70,70	20,00	3,19	6,11	100,00

Fuente: Elaboración propia

**Tabla A - 4:** Proporciones de materias primas para mezcla de cemento C10-A30 por contenido de SO<sub>3</sub> a ensayar.

%SO <sub>3</sub>	Proporciones de materias primas (%)				% Total
	CEM	ARC	CAL	YES	
2,03	66,40	30,00	3,60	0,00	100,00
2,60	64,81	30,00	3,76	1,43	100,00
3,10	63,41	30,00	3,89	2,70	100,00
3,60	62,02	30,00	4,03	3,95	100,00
4,10	60,62	30,00	4,16	5,22	100,00

Fuente: Elaboración propia

**Tabla A - 5:** Proporciones de materias primas para mezcla de cemento C15-A30 por contenido de SO<sub>3</sub> a ensayar.

%SO <sub>3</sub>	Proporciones de materias primas (%)				% Total
	CEM	ARC	CAL	YES	
2,00	60,48	30,00	9,17	0,35	100,00
2,60	58,81	30,00	9,33	1,86	100,00
3,10	57,40	30,00	9,47	3,13	100,00
3,60	56,02	30,00	9,60	4,38	100,00
4,10	54,61	30,00	9,74	5,65	100,00

Fuente: Elaboración propia

**Tabla A - 6:** Proporciones de materias primas para mezcla de cemento C20-A30 por contenido de SO<sub>3</sub> a ensayar.

%SO <sub>3</sub>	Proporciones de materias primas (%)				% Total
	CEM	ARC	CAL	YES	
1,90	54,75	30,00	14,73	0,52	100,00
2,50	53,08	30,00	14,89	2,03	100,00
3,00	51,68	30,00	15,02	3,30	100,00
3,50	50,29	30,00	15,16	4,56	100,00
4,00	48,89	30,00	15,29	5,83	100,00

Fuente: Elaboración propia

## **B.Resultados de ensayos fase 1**

En la Tabla B - 1 y de la Figura B - 1 a la Figura B - 17 se presentan los resultados de los ensayos realizados para la fase 1 de la investigación, evaluando el efecto del contenido del  $\text{SO}_3$  en diferentes propiedades de los cementos de prueba. En la Tabla B - 1 se presenta la densidad y finura obtenida en cada cemento por contenido de  $\text{SO}_3$ . En general, se puede apreciar en esta tabla que en los cementos de prueba con mayor contenido de SCM la densidad se redujo y la finura se incrementó respecto al cemento MR. Además, en la Figura B - 1 se puede ver que la relación agua/material cementante para obtener una consistencia normal en la pasta se incrementó en los cementos LC3 de prueba, particularmente, en aquellos con mayor contenido de arcilla calcinada, y también para mayores contenidos de  $\text{SO}_3$  aportados por el yeso. Una tendencia similar se puede apreciar en la Figura B - 2 para el caso de los tiempos de fraguado.

En la Figura B - 3, Figura B - 4 y Figura B - 5 se presenta el cambio de temperatura específica versus el tiempo por contenido de  $\text{SO}_3$  ensayado en cada cemento. En estas gráficas se puede apreciar que a mayores contenidos de  $\text{SO}_3$  y presencia de caliza y arcilla calcinada, se redujo el incremento de la temperatura específica a lo largo del proceso de hidratación durante las primeras 24 h. Esta tendencia se ve reflejada en las curvas de calor de específico total presentadas en la Figura B - 6, Figura B - 7 y Figura B - 8. Además, en la Figura B - 9, Figura B - 10 y Figura B - 11 se pueden apreciar las curvas de la derivada del cambio de temperatura específica versus el tiempo por contenido de  $\text{SO}_3$  ensayado en cada cemento. En todas estas curvas se puede identificar el comportamiento característico de las curvas de hidratación, a partir del cual se propuso y aplicó el criterio 2 descrito en la sección 5.1.3 para evaluar el desempeño del proceso de hidratación de cada cemento.

De forma similar, en la Figura B - 12, Figura B - 13 y Figura B - 14 se muestran las curvas de resistividad eléctrica versus el tiempo durante las primeras 24 h del proceso de hidratación. En estas gráficas se puede ver que para mayores contenidos de SCM se

observaron menores resistividades eléctricas en la pasta de cemento; esto se puede explicar por las reacciones asociadas a la presencia de caliza y arcilla calcinada en el cemento, así como la existencia de especies químicas que afectan la conductividad de las soluciones formadas desde el inicio del proceso de hidratación. Por su parte, la tasa de cambio de la resistividad eléctrica en el tiempo puede apreciarse en la Figura B - 15, Figura B - 16 y Figura B - 17, donde se identifica el comportamiento a partir del cual se formuló el criterio 4 en la sección 5.1.3, para evaluar el desempeño de los cementos de prueba.

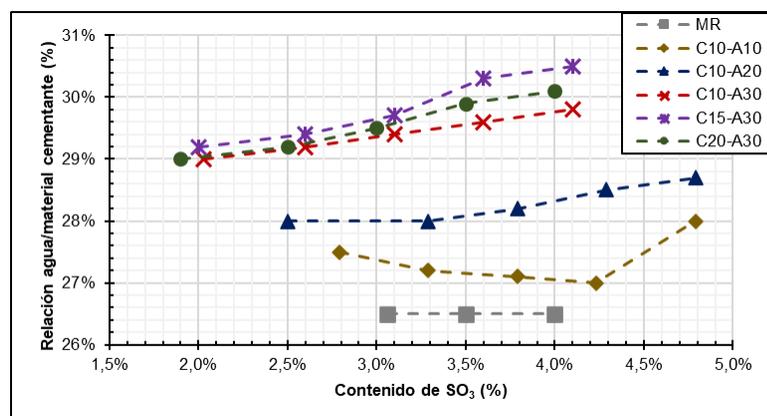
**Tabla B - 1:** Densidad y finura por contenido de  $\text{SO}_3$  del cemento.

ID	% $\text{SO}_3$	%Yeso	d (g/cm <sup>3</sup> )	s (m <sup>2</sup> /kg)	ID	% $\text{SO}_3$	%Yeso	d (g/cm <sup>3</sup> )	s (m <sup>2</sup> /kg)
MR-3,0	3,06	3,95	3,084	516	M3-2,0	2,03	2,62	2,934	583
MR-3,5	3,50	5,01	3,053	448	M3-2,6	2,60	3,99	3,015	586
MR-4,0	4,00	6,22	3,030	434	M3-3,1	3,10	5,20	2,913	588
M1-2,8	2,79	3,70	3,013	459	M3-3,6	3,60	6,41	2,927	579
M1-3,3	3,29	4,91	3,006	467	M3-4,1	4,10	7,61	2,920	585
M1-3,8	3,79	6,11	3,014	465	M4-2,0	2,00	2,74	2,920	623
M1-4,3	4,23	7,31	2,974	482	M4-2,6	2,60	4,18	2,906	594
M1-4,8	4,79	8,52	2,969	455	M4-3,1	3,10	5,39	2,871	590
M2-2,5	2,50	3,38	2,985	533	M4-3,6	3,60	6,60	2,878	591
M2-3,3	3,29	5,30	2,970	500	M4-4,1	4,10	7,80	2,871	590
M2-3,8	3,79	6,50	2,963	500	M5-1,9	1,90	2,68	2,906	561
M2-4,3	4,29	7,70	2,956	513	M5-2,5	2,50	4,13	2,899	562
M2-4,8	4,79	8,90	2,956	508	M5-3,0	3,00	5,34	2,899	600
					M5-3,5	3,50	6,54	2,837	582
					M5-4,0	4,00	7,75	2,864	598

MR: cemento de referencia; M1: cemento C10-A10; M2: cemento C10-A20; M3: cemento C10-A30; M4: cemento C15-A30; M5: cemento C20-A30.

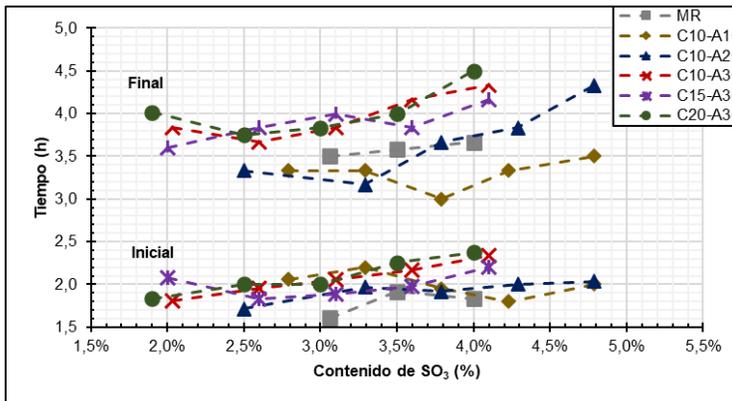
Fuente: Elaboración propia

**Figura B - 1:** Relación  $a/mc$  para consistencia normal vs contenido de  $\text{SO}_3$  del cemento.



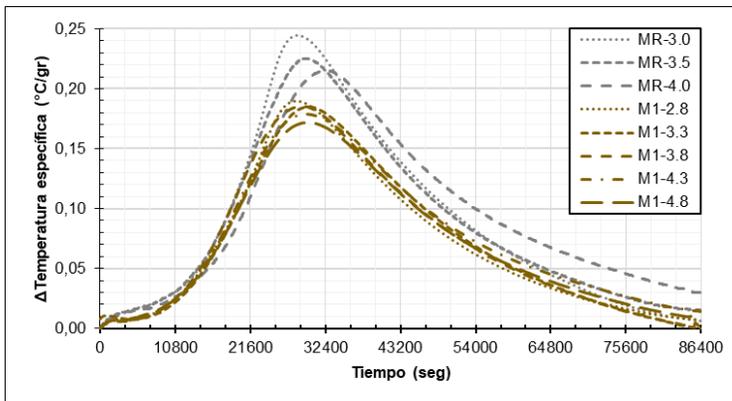
Fuente: Elaboración propia

**Figura B - 2:** Tiempos de fraguado vs contenido de SO<sub>3</sub> del cemento.



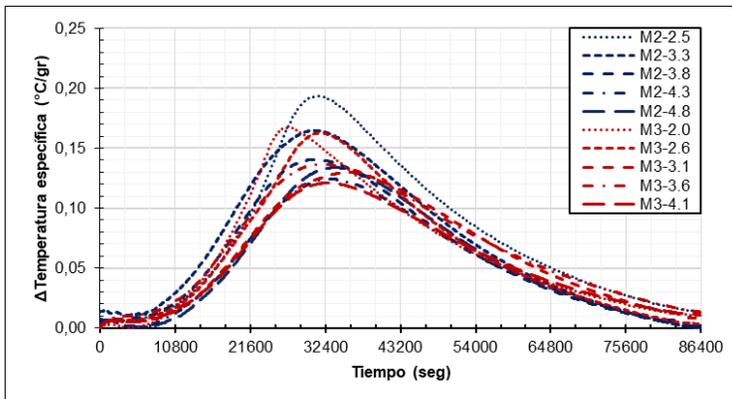
Fuente: Elaboración propia

**Figura B - 3:** Cambio de temperatura específica vs tiempo por contenido de SO<sub>3</sub> del cemento MR y C10-A10 (M1).



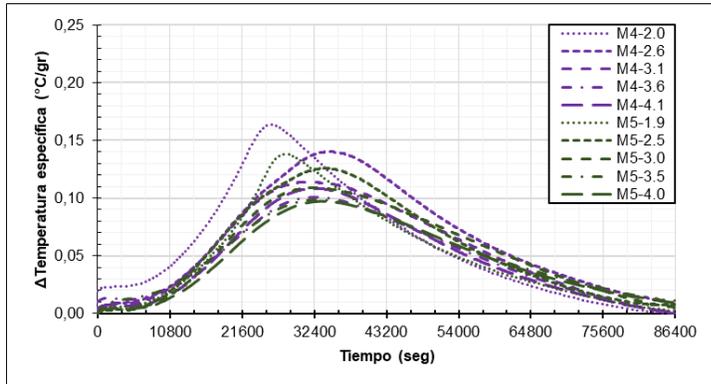
Fuente: Elaboración propia

**Figura B - 4:** Cambio de temperatura específica vs tiempo por contenido de SO<sub>3</sub> del cemento C10-A20 (M2) y C10-A30 (M3).



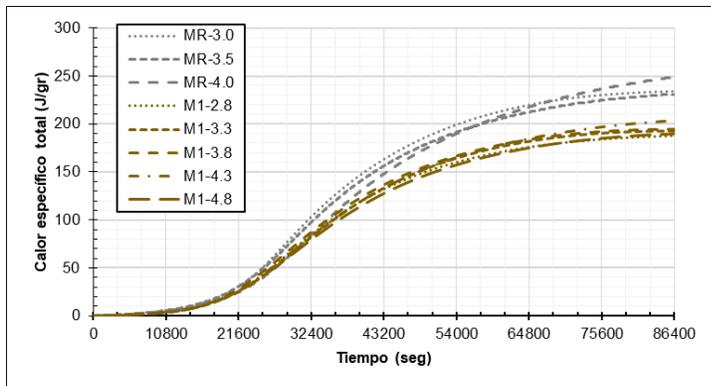
Fuente: Elaboración propia

**Figura B - 5:** Cambio de temperatura específica vs tiempo por contenido de SO<sub>3</sub> del cemento C15-A30 (M4) y C20-A30 (M5).



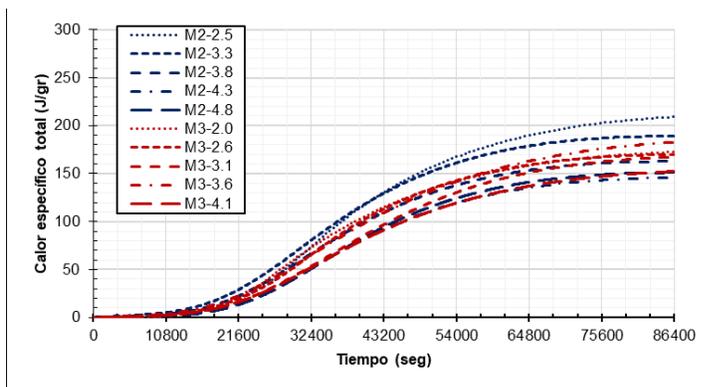
Fuente: Elaboración propia

**Figura B - 6:** Calor específico total vs tiempo por contenido de SO<sub>3</sub> del cemento MR y C10 - A10 (M1).



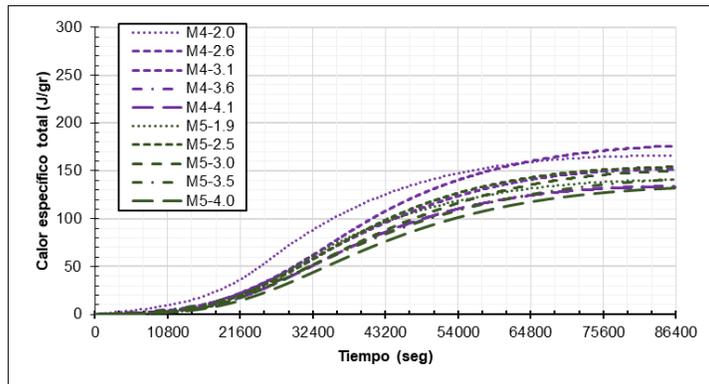
Fuente: Elaboración propia

**Figura B - 7:** Calor específico total vs tiempo por contenido de SO<sub>3</sub> del cemento C10-A20 (M2) y C10-A30 (M3).



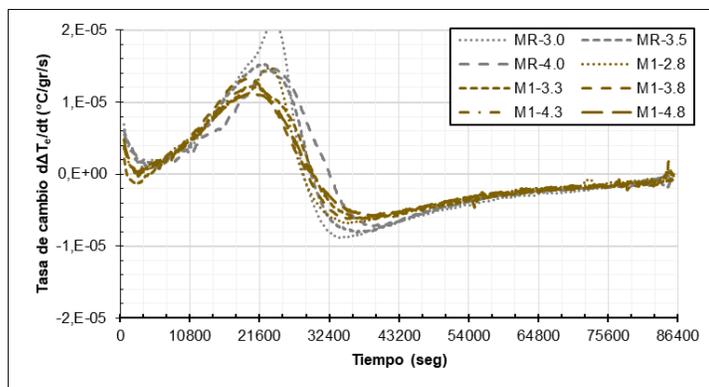
Fuente: Elaboración propia

**Figura B - 8:** Calor específico total vs tiempo por contenido de SO<sub>3</sub> del cemento C15-A30 (M4) y C20-A30 (M5).



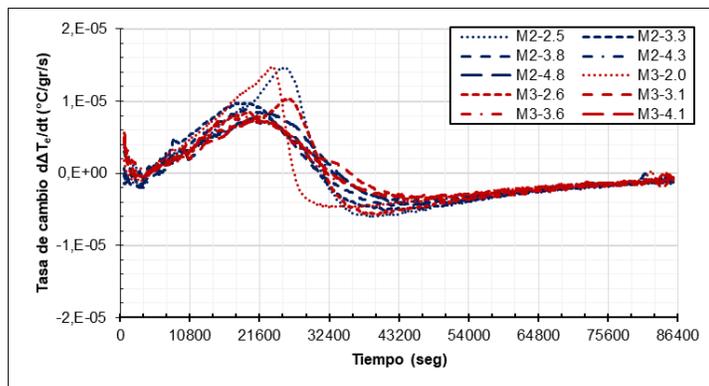
Fuente: Elaboración propia

**Figura B - 9:** Derivada de cambio de temperatura específica vs tiempo por contenido de SO<sub>3</sub> del cemento MR y C10-A10 (M1).



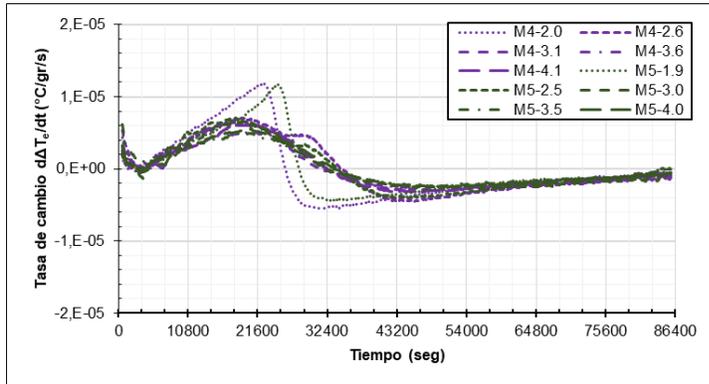
Fuente: Elaboración propia

**Figura B - 10:** Derivada de cambio de temperatura específica vs tiempo por contenido de SO<sub>3</sub> del cemento C10-A20 (M2) y C10-A30 (M3).



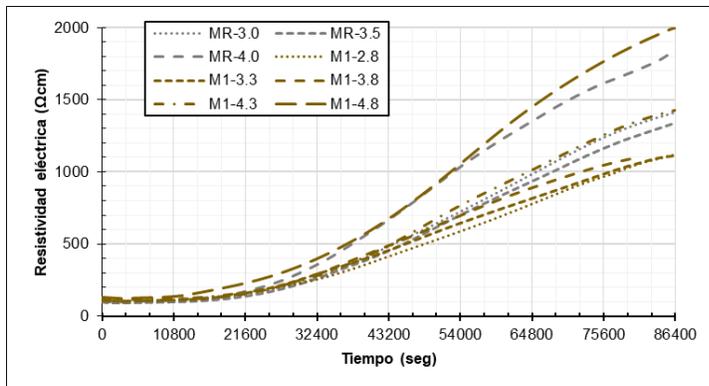
Fuente: Elaboración propia

**Figura B - 11:** Derivada de cambio de temperatura específica vs tiempo por contenido de SO<sub>3</sub> del cemento C15-A30 (M4) y C20-A30 (M5).



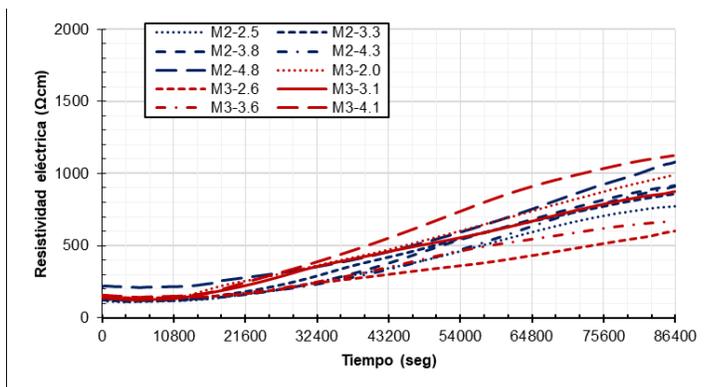
Fuente: Elaboración propia

**Figura B - 12:** Resistividad eléctrica vs tiempo por contenido de SO<sub>3</sub> del cemento MR y C10-A10 (M1).



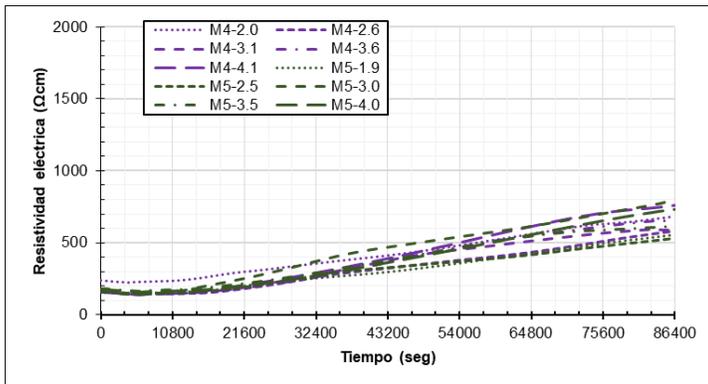
Fuente: Elaboración propia

**Figura B - 13:** Resistividad eléctrica vs tiempo por contenido de SO<sub>3</sub> del cemento C10-A20 (M2) y C10-A30 (M3).



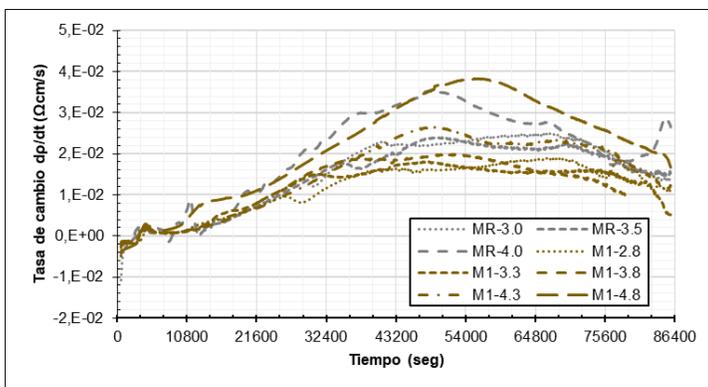
Fuente: Elaboración propia

**Figura B - 14:** Resistividad eléctrica vs tiempo por contenido de SO<sub>3</sub> del cemento C15-A30 (M4) y C20-A30 (M5).



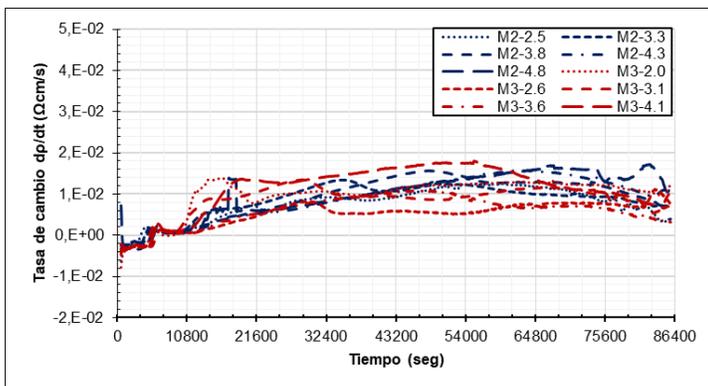
Fuente: Elaboración propia

**Figura B - 15:** Derivada de resistividad eléctrica vs tiempo por contenido de SO<sub>3</sub> del cemento MR y C10-A10 (M1).



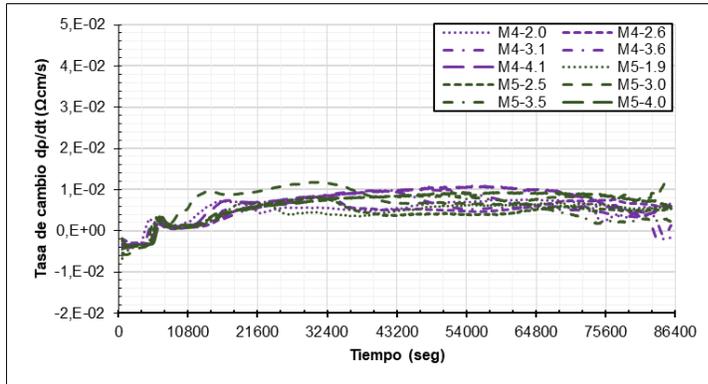
Fuente: Elaboración propia

**Figura B - 16:** Derivada de resistividad eléctrica vs tiempo por contenido de SO<sub>3</sub> del cemento C10-A20 (M2) y C10-A30 (M3).



Fuente: Elaboración propia

**Figura B - 17:** Derivada de resistividad eléctrica vs tiempo por contenido de  $SO_3$  del cemento C15-A30 (M4) y C20-A30 (M5).



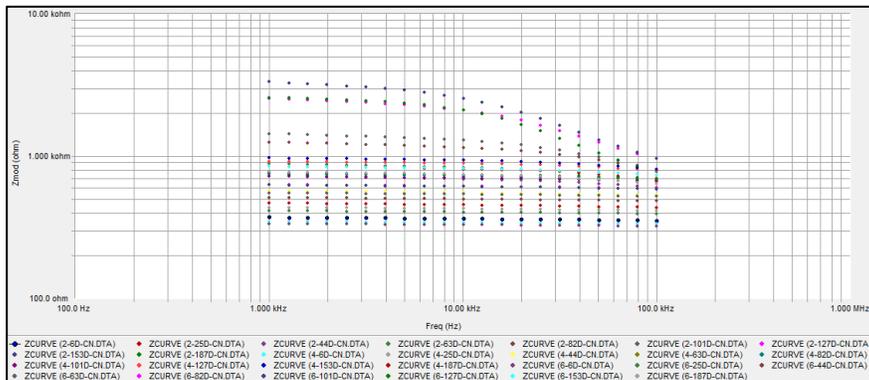
Fuente: Elaboración propia

## C.Registros ensayos EIS y LPR (fase 3)

De la Figura C - 1 a la Figura C - 12 se presentan los diagramas de Bode para las pruebas de EIS en los concretos de prueba expuestos a carbonatación natural y acelerada (sección 5.3.6), en donde se gráfica la magnitud de la impedancia o resistencia eléctrica ( $Z_{mod}$ ) en ohm respecto a la frecuencia ( $F_{req}$ ) en Hz.

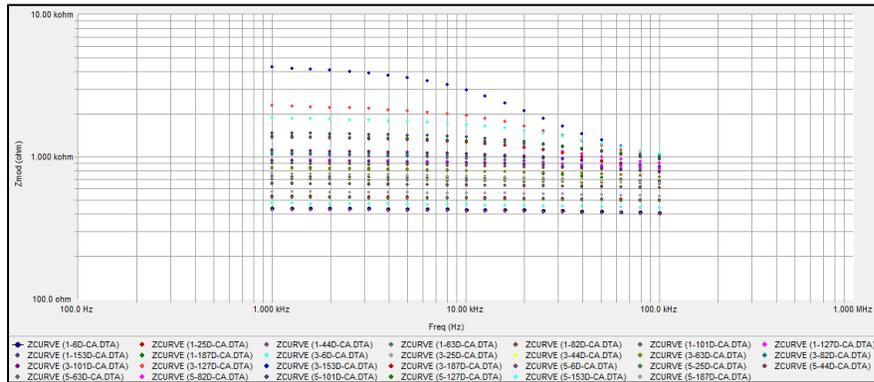
De la Figura C - 13 a la Figura C - 24 se presentan las curvas de potencial ( $V_f$ ) en V (respecto a SCE) versus corriente ( $I_m$ ) en  $\mu A$  para las pruebas de LPR, en los concretos de prueba expuestos a carbonatación natural y acelerada (sección 5.3.6). Es importante destacar que a partir de estos se obtiene la resistencia total ( $R_T$ ) del sistema electrolito-acero por lo que, el valor de la resistencia a la polarización del acero ( $R_S$ ) se obtiene de sustraer a  $R_T$  el valor obtenido de la resistencia del electrolito ( $R_C$ ) (ver Ecuación 2-23).

**Figura C - 1:** Impedancia vs frecuencia de especímenes de concreto MR expuestos a carbonatación natural.



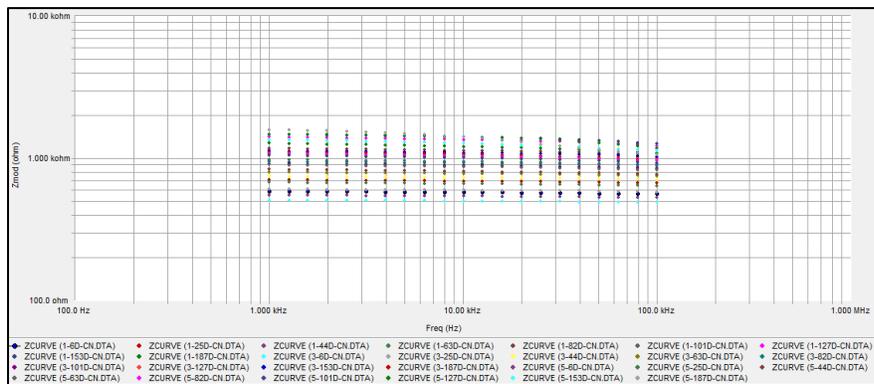
Fuente: Elaboración propia

**Figura C - 2:** Impedancia vs frecuencia de especímenes de concreto MR expuestos a carbonatación acelerada.



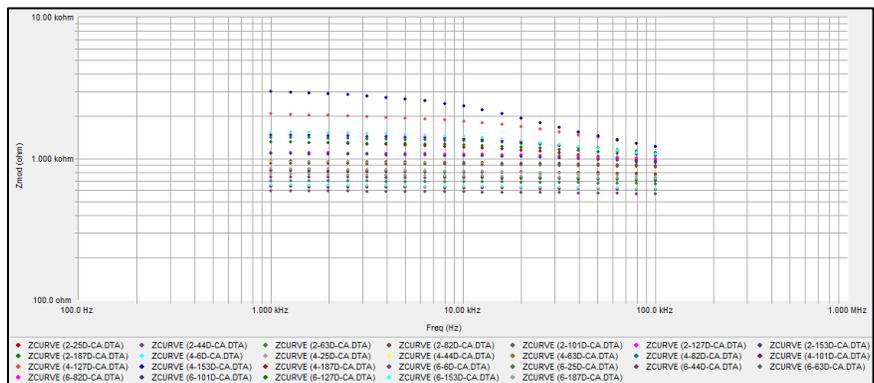
Fuente: Elaboración propia

**Figura C - 3:** Impedancia vs frecuencia de especímenes de concreto C10-A10 expuestos a carbonatación natural.



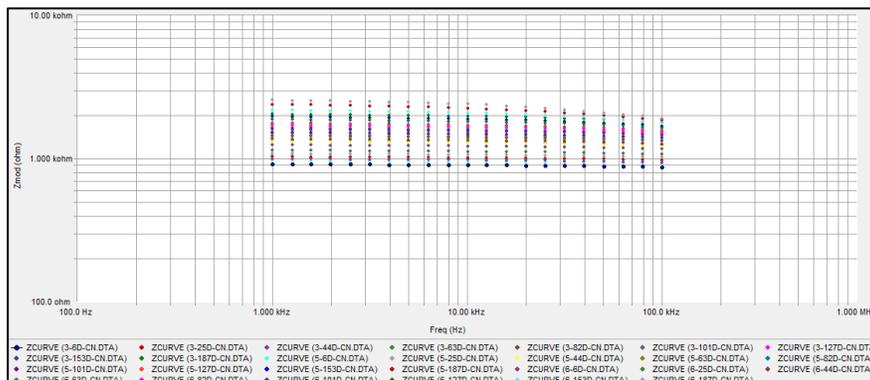
Fuente: Elaboración propia

**Figura C - 4:** Impedancia vs frecuencia de especímenes de concreto C10-A10 expuestos a carbonatación acelerada.



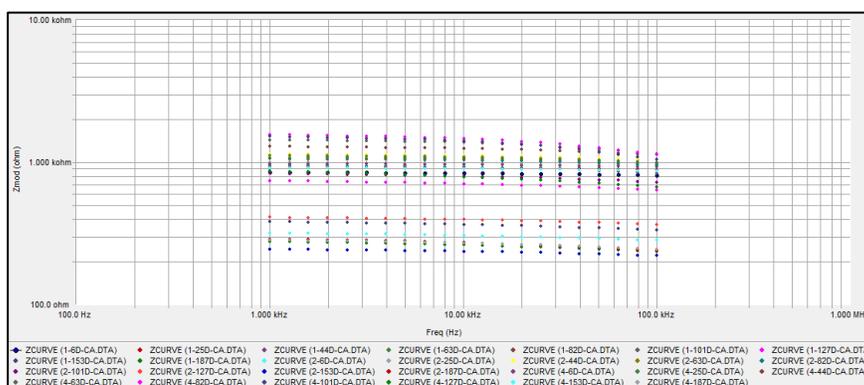
Fuente: Elaboración propia

**Figura C - 5:** Impedancia vs frecuencia de especímenes de concreto C10-A20 expuestos a carbonatación natural.



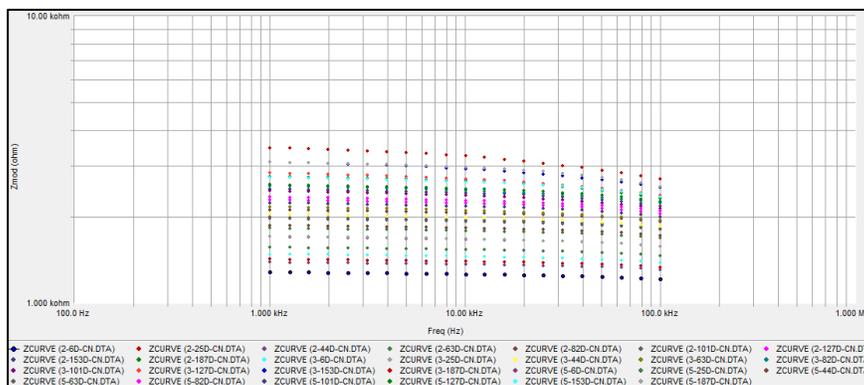
Fuente: Elaboración propia

**Figura C - 6:** Impedancia vs frecuencia de especímenes de concreto C10-A20 expuestos a carbonatación acelerada.



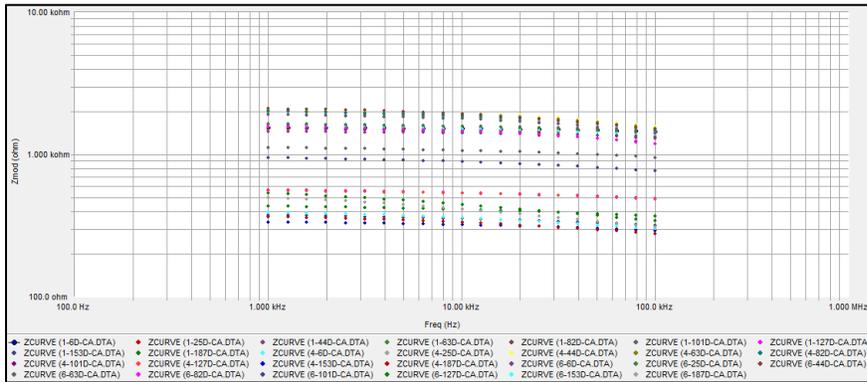
Fuente: Elaboración propia

**Figura C - 7:** Impedancia vs frecuencia de especímenes de concreto C10-A30 expuestos a carbonatación natural.



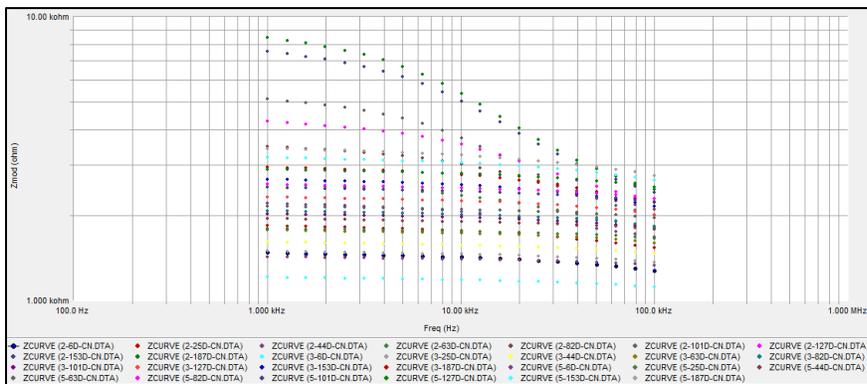
Fuente: Elaboración propia

**Figura C - 8:** Impedancia vs frecuencia de especímenes de concreto C10-A30 expuestos a carbonatación acelerada.



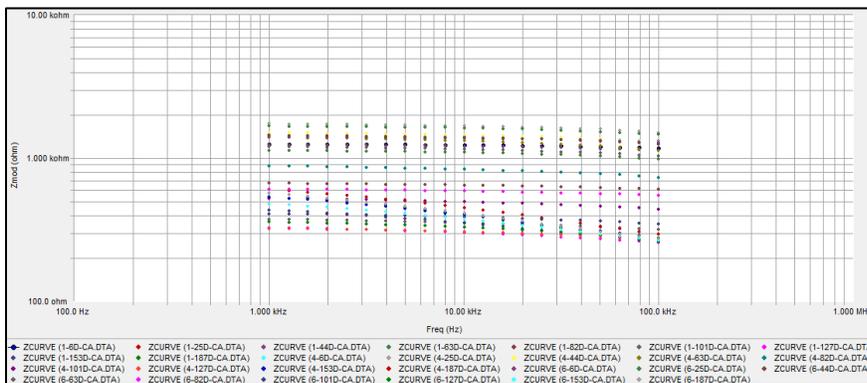
Fuente: Elaboración propia

**Figura C - 9:** Impedancia vs frecuencia de especímenes de concreto C15-A30 expuestos a carbonatación natural.



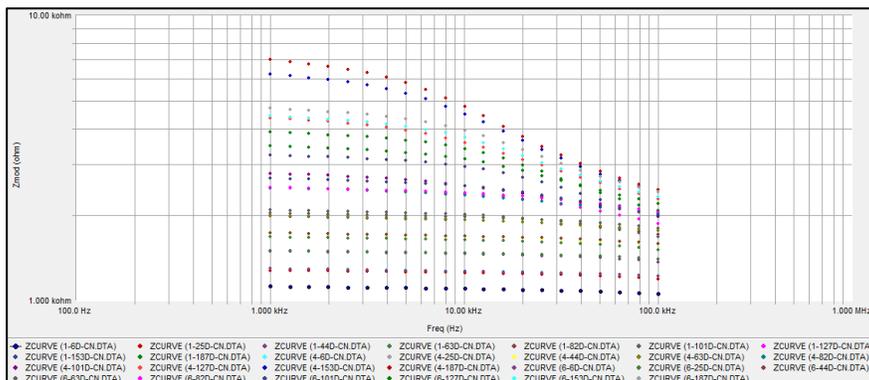
Fuente: Elaboración propia

**Figura C - 10:** Impedancia vs frecuencia de especímenes de concreto C15-A30 expuestos a carbonatación acelerada.



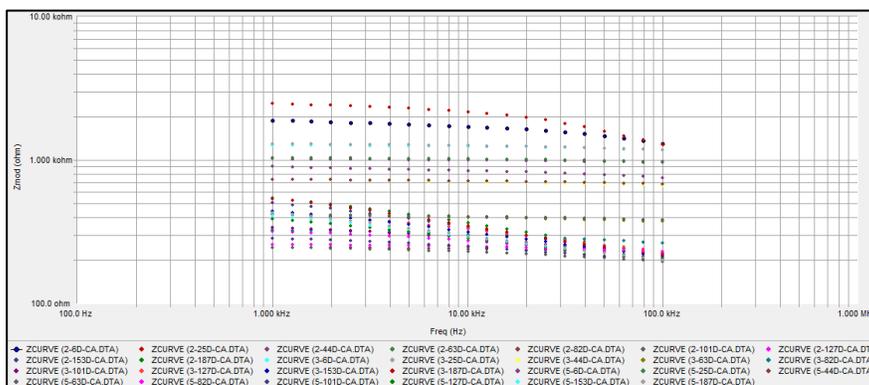
Fuente: Elaboración propia

**Figura C - 11:** Impedancia vs frecuencia de especímenes de concreto C20-A30 expuestos a carbonatación natural.



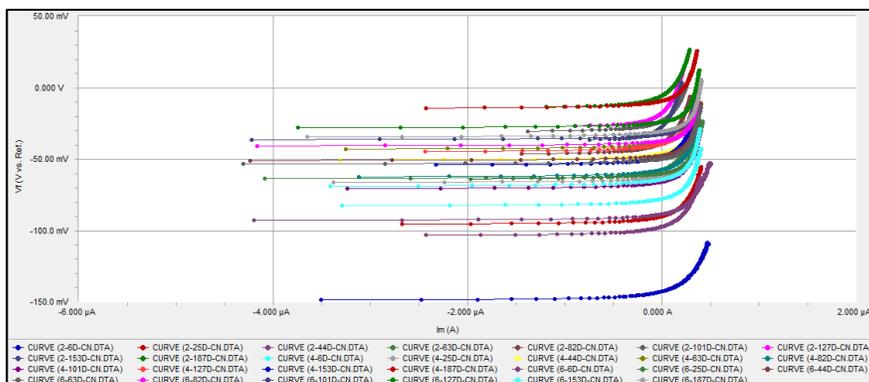
Fuente: Elaboración propia

**Figura C - 12:** Impedancia vs frecuencia de especímenes de concreto C20-A30 expuestos a carbonatación acelerada.



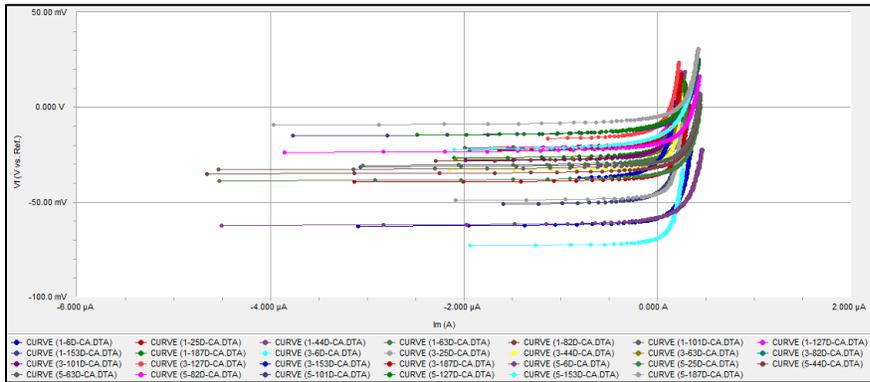
Fuente: Elaboración propia

**Figura C - 13:** Potencial respecto a potencial de corrosión vs corriente (ensayo LPR) de especímenes de concreto MR expuestos a carbonatación natural.



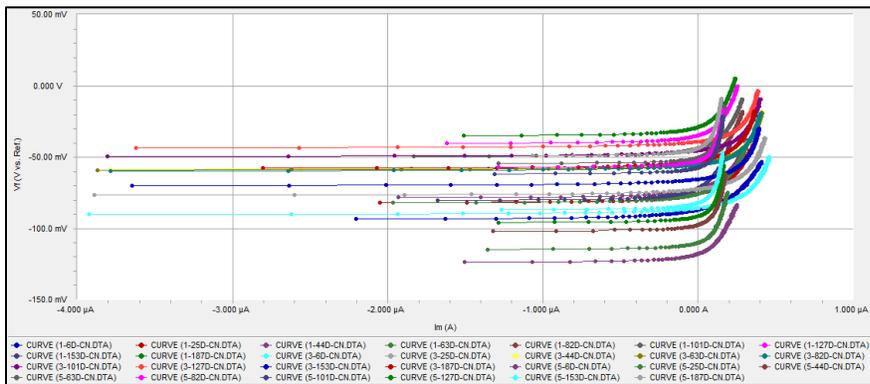
Fuente: Elaboración propia

**Figura C - 14:** Potencial respecto a potencial de corrosión vs corriente (ensayo LPR) de especímenes de concreto MR expuestos a carbonatación acelerada.



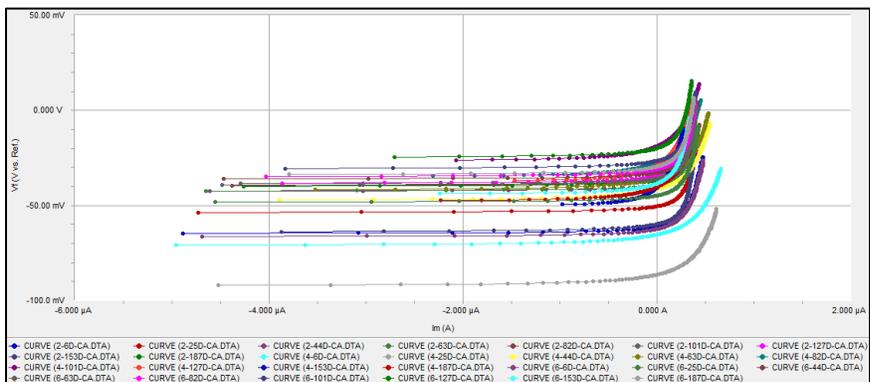
Fuente: Elaboración propia

**Figura C - 15:** Potencial respecto a potencial de corrosión vs corriente (ensayo LPR) de especímenes de concreto C10-A10 expuestos a carbonatación natural.



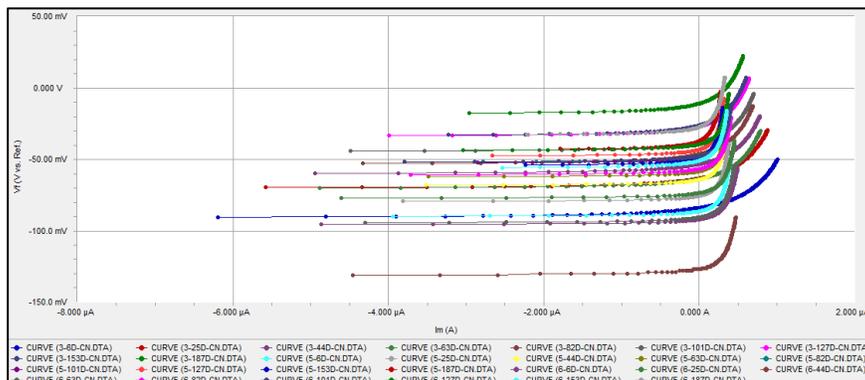
Fuente: Elaboración propia

**Figura C - 16:** Potencial respecto a potencial de corrosión vs corriente (ensayo LPR) de especímenes de concreto C10-A10 expuestos a carbonatación acelerada.



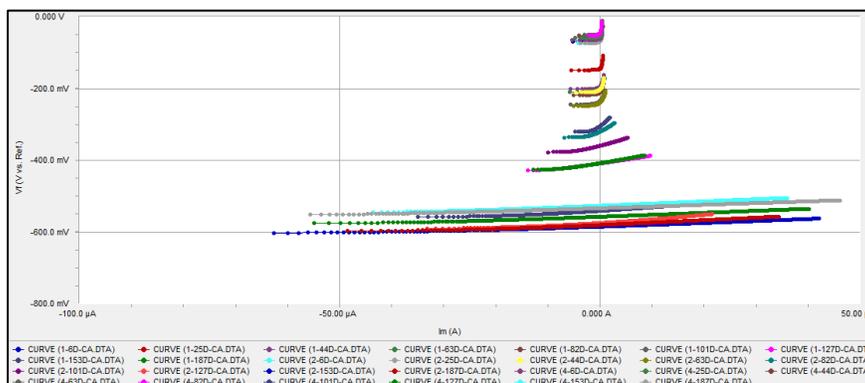
Fuente: Elaboración propia

**Figura C - 17:** Potencial respecto a potencial de corrosión vs corriente (ensayo LPR) de especímenes de concreto C10-A20 expuestos a carbonatación natural.



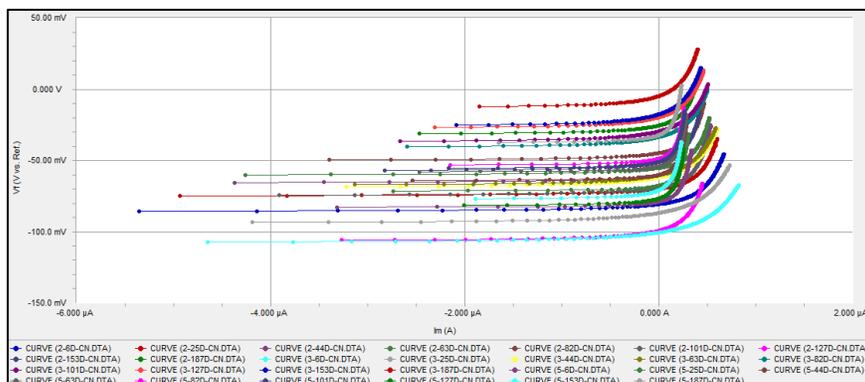
Fuente: Elaboración propia

**Figura C - 18:** Potencial respecto a potencial de corrosión vs corriente (ensayo LPR) de especímenes de concreto C10-A20 expuestos a carbonatación acelerada.



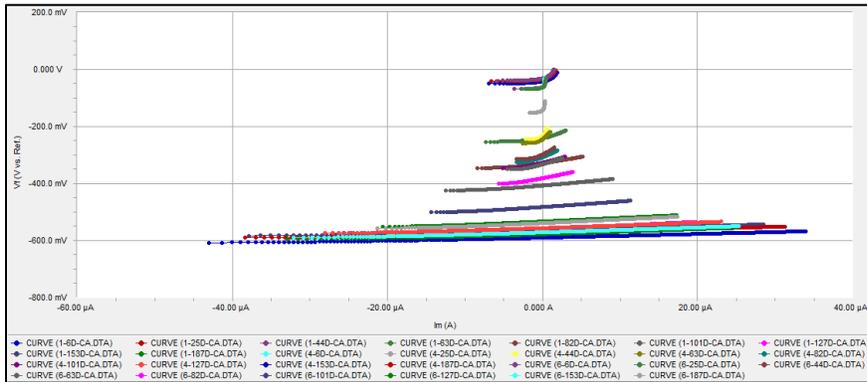
Fuente: Elaboración propia

**Figura C - 19:** Potencial respecto a potencial de corrosión vs corriente (ensayo LPR) de especímenes de concreto C10-A30 expuestos a carbonatación natural.



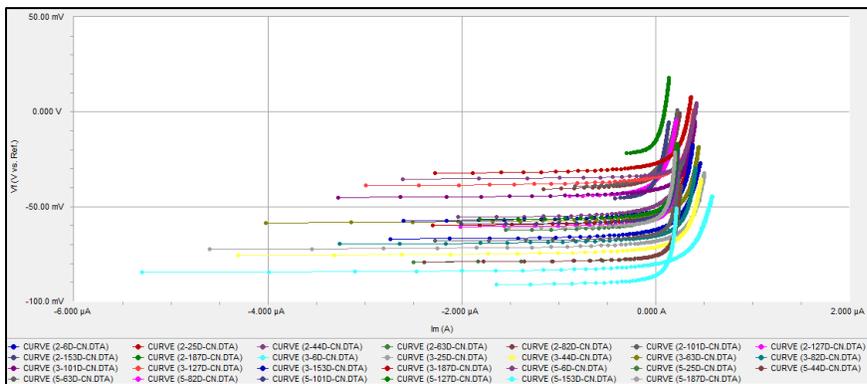
Fuente: Elaboración propia

**Figura C - 20:** Potencial respecto a potencial de corrosión vs corriente (ensayo LPR) de especímenes de concreto C10-A30 expuestos a carbonatación acelerada.



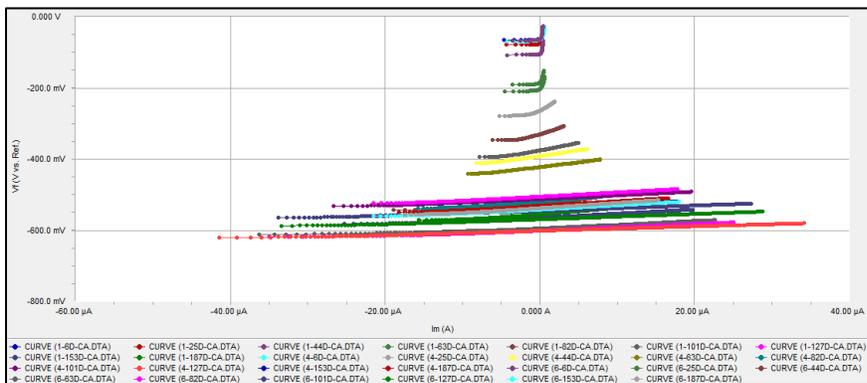
Fuente: Elaboración propia

**Figura C - 21:** Potencial respecto a potencial de corrosión vs corriente (ensayo LPR) de especímenes de concreto C15-A30 expuestos a carbonatación natural.



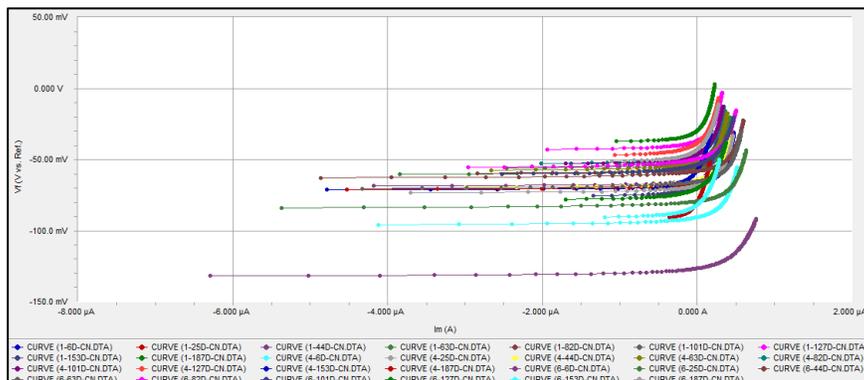
Fuente: Elaboración propia

**Figura C - 22:** Potencial respecto a potencial de corrosión vs corriente (ensayo LPR) de especímenes de concreto C15-A30 expuestos a carbonatación acelerada.



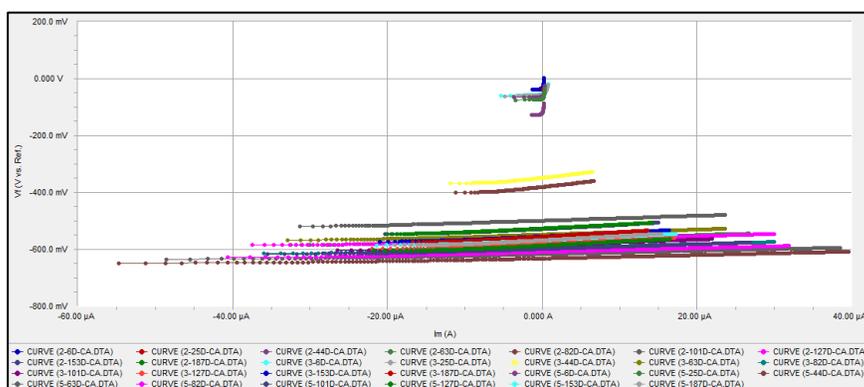
Fuente: Elaboración propia

**Figura C - 23:** Potencial respecto a potencial de corrosión vs corriente (ensayo LPR) de especímenes de concreto C20-A30 expuestos a carbonatación natural.



Fuente: Elaboración propia

**Figura C - 24:** Potencial respecto a potencial de corrosión vs corriente (ensayo LPR) de especímenes de concreto C20-A30 expuestos a carbonatación acelerada.



Fuente: Elaboración propia



## Bibliografía

- [1] Y. Dhandapani, T. Sakthivel, M. Santhanam, R. Gettu, and R. G. Pillai, "Mechanical properties and durability performance of concretes with Limestone Calcined Clay Cement (LC3)," *Cem Concr Res*, vol. 107, pp. 136–151, May 2018, doi: 10.1016/j.cemconres.2018.02.005.
- [2] A. Alujas, R. Fernández, R. Quintana, K. L. Scrivener, and F. Martirena, "Pozzolanic reactivity of low grade kaolinitic clays: Influence of calcination temperature and impact of calcination products on OPC hydration," *Appl Clay Sci*, vol. 108, pp. 94–101, 2015, doi: 10.1016/j.clay.2015.01.028.
- [3] F. Avet, R. Snellings, A. Alujas Diaz, M. ben Haha, and K. Scrivener, "Development of a new rapid, relevant and reliable (R3) test method to evaluate the pozzolanic reactivity of calcined kaolinitic clays," *Cem Concr Res*, vol. 85, pp. 1–11, 2016, doi: <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2016.02.015>.
- [4] K. Scrivener, F. Martirena, S. Bishnoi, and S. Maity, "Calcined clay limestone cements (LC3)," *Cem Concr Res*, vol. 114, pp. 49–56, 2018, doi: 10.1016/j.cemconres.2017.08.017.
- [5] F. Zunino, F. Martirena, and K. Scrivener, "Limestone calcined clay cements (LC3)," *ACI Mater J*, vol. 118, no. 3, pp. 49–60, May 2021, doi: 10.14359/51730422.
- [6] S. Rathnarajan, B. S. Dhanya, R. G. Pillai, R. Gettu, and M. Santhanam, "Carbonation model for concretes with fly ash, slag, and limestone calcined clay - using accelerated and five - year natural exposure data," *Cem Concr Compos*, vol. 126, Feb. 2022, doi: 10.1016/j.cemconcomp.2021.104329.
- [7] S. Rathnarajan and R. Pillai, "Carbonation rate and service life of reinforced concrete systems with mineral admixtures and special cements," 2017.
- [8] Q. D. Nguyen and A. Castel, "Reinforcement corrosion in limestone flash calcined clay cement-based concrete," *Cem Concr Res*, vol. 132, no. February, 2020, doi: 10.1016/j.cemconres.2020.106051.
- [9] M. Sharma, S. Bishnoi, F. Martirena, and K. Scrivener, "Limestone calcined clay cement and concrete: A state-of-the-art review," *Cem Concr Res*, vol. 149, Nov. 2021, doi: 10.1016/j.cemconres.2021.106564.

- [10] K. L. Scrivener, V. M. John, and E. M. Gartner, "Eco-efficient cements: Potential economically viable solutions for a low-CO<sub>2</sub> cement-based materials industry," *Cem Concr Res*, vol. 114, pp. 2–26, Dec. 2018, doi: 10.1016/j.cemconres.2018.03.015.
- [11] P.-C. Aitcin, *Binders for Durable and Sustainable Concrete*. New York: Taylor & Francis, 2008.
- [12] K. Scrivener *et al.*, "Impacting factors and properties of limestone calcined clay cements (LC3)," *Green Mater*, vol. 7, no. 1, pp. 3–14, Jul. 2018, doi: 10.1680/jgrma.18.00029.
- [13] S. Bishnoi, S. Maity, A. Mallik, S. Joseph, and S. Krishnan, "Pilot scale manufacture of limestone calcined clay cement : The Indian experience Limestone Calcined Clay Cement View project LC3-Limestone Calcined Clay Cement View project Soumen Maity Special iSSue-Future cements," *The Indian Concrete Journal*, vol. 88, no. 77, pp. 22–28, 2014.
- [14] A. C. Emmanuel, P. Haldar, S. Maity, and S. Bishnoi, "Second pilot production of limestone calcined clay cement in India: The experience," *Indian Concrete Journal*, vol. 90, no. 5, pp. 57–63, 2016.
- [15] R. Matallana, *El concreto fundamentos y nuevas tecnologías*. Constructora Concreto, Corona, 2019.
- [16] A. Poursaee, *Corrosion of steel in concrete structures*. Woodhead Publishing, 2016.
- [17] NACE International, "Corrosion costs and preventive strategies in the United States," 2002, [Online]. Available: <http://impact.nace.org/documents/ccsupp.pdf>
- [18] U. M. Angst, "Challenges and opportunities in corrosion of steel in concrete," *Mater Struct*, vol. 51, no. 4, p. 20, 2018, doi: 10.1617/s11527-017-1131-6.
- [19] International Energy Agency, "Technology Roadmap - Low-Carbon Transition in the Cement Industry," 2018.
- [20] World Business Council for Sustainable Development, "Cement Sustainability Initiative, Getting the Numbers Right, Project Emissions Report 2014," 2016.
- [21] S. Sánchez Berriel *et al.*, "Assessing the environmental and economic potential of Limestone Calcined Clay Cement in Cuba," *J Clean Prod*, vol. 124, pp. 361–369, Jun. 2016, doi: 10.1016/j.jclepro.2016.02.125.
- [22] Y. Cancio Díaz *et al.*, "Limestone calcined clay cement as a low-carbon solution to meet expanding cement demand in emerging economies," *Dev Eng*, vol. 2, pp. 82–91, 2017, doi: 10.1016/j.deveng.2017.06.001.

- [23] B. Lothenbach, K. Scrivener, and R. D. Hooton, "Supplementary cementitious materials," *Cem Concr Res*, vol. 41, pp. 1244–1256, Dec. 2011, doi: 10.1016/j.cemconres.2010.12.001.
- [24] V. L. Bonavetti, V. F. Rahhal, and E. F. Irassar, "Studies on the carboaluminate formation in limestone filler-blended cements," *Cem Concr Res*, vol. 31, no. 6, pp. 853–859, 2001, doi: 10.1016/S0008-8846(01)00491-4.
- [25] L. M. Vizcaíno-Andrés, S. Sánchez-Berriel, S. Damas-Carrera, A. Pérez-Hernández, K. L. Scrivener, and J. F. Martirena-Hernández, "Industrial trial to produce a low clinker, low carbon cement," *Materiales de Construcción*, vol. 65, no. 317, Mar. 2015, doi: 10.3989/mc.2015.00614.
- [26] R. Fernandez, F. Martirena, and K. L. Scrivener, "The origin of the pozzolanic activity of calcined clay minerals: A comparison between kaolinite, illite and montmorillonite," *Cem Concr Res*, vol. 41, no. 1, pp. 113–122, 2011, doi: 10.1016/j.cemconres.2010.09.013.
- [27] A. M. Rashad, "Metakaolin as cementitious material: History, scours, production and composition-A comprehensive overview," *Constr Build Mater*, vol. 41, pp. 303–318, 2013, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2012.12.001.
- [28] A. T. Bakera and M. G. Alexander, "Use of metakaolin as a supplementary cementitious material in concrete, with a focus on durability properties," *RILEM Technical Letters*, vol. 4, pp. 89–102, May 2019, doi: 10.21809/rilemtechlett.2019.94.
- [29] M. Antoni, J. Rossen, F. Martirena, and K. Scrivener, "Cement substitution by a combination of metakaolin and limestone," *Cem Concr Res*, vol. 42, pp. 1579–1589, 2012, doi: 10.1016/j.cemconres.2012.09.006.
- [30] B. Lothenbach, G. le Saout, E. Gallucci, and K. Scrivener, "Influence of limestone on the hydration of Portland cements," *Cem Concr Res*, vol. 38, pp. 848–860, 2008, doi: 10.1016/j.cemconres.2008.01.002.
- [31] C. Rodríguez and J. I. Tobón, "Influence of calcined clay/limestone, sulfate and clinker proportions on cement performance," *Constr Build Mater*, vol. 251, p. 119050, 2020, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2020.119050.
- [32] F. Zunino and K. Scrivener, "Factors influencing the sulfate balance in pure phase C3S/C3A systems," *Cem Concr Res*, vol. 133, Jul. 2020, doi: 10.1016/j.cemconres.2020.106085.
- [33] F. Zunino and K. Scrivener, "The influence of the filler effect on the sulfate requirement of blended cements," *Cem Concr Res*, vol. 126, Dec. 2019, doi: 10.1016/j.cemconres.2019.105918.

- [34] A. Campos Silva, G. Fajardo, and J. Mendoza Rangel, "Estudio del comportamiento del avance de la carbonatación del concreto reforzado en ambiente natural y acelerado," *Concreto y Cemento: Investigación y Desarrollo*, vol. 8, no. 1, pp. 14–34, 2016.
- [35] L. Bertolini, B. Elsener, P. Pedferri, and R. P. Polder, *Corrosion of steel in concrete: prevention, diagnosis, repair*. Weinheim: Wiley-VCH, 2004.
- [36] A. Licor, "Evaluación de la carbonatación en hormigones elaborados con cemento de bajo carbono LC3," Universidad Central Marta Abreu de Las Villas, 2016. [Online]. Available: <https://dspace.uclv.edu.cu/handle/123456789/7393>
- [37] A. A. Elgalhud, R. K. Dhir, and G. S. Ghataora, "Carbonation resistance of concrete: Limestone addition effect," *Magazine of Concrete Research*, vol. 69, no. 2, pp. 84–106, Jan. 2017, doi: 10.1680/jmacr.16.00371.
- [38] Y. D. Cárdenas, E. D. Caballero, and J. F. Martirena-Hernandez, "Evaluation of Carbonation in Specimens Made with LC3 Low Carbon Cement," in *RILEM Bookseries*, vol. 22, 2020. doi: 10.1007/978-3-030-22034-1\_35.
- [39] M. S. H. Khan, Q. D. Nguyen, and A. Castel, "Carbonation of limestone calcined clay cement concrete," *RILEM Bookseries*, vol. 16, pp. 238–243, 2018, doi: 10.1007/978-94-024-1207-9\_38.
- [40] R. Gettu *et al.*, "Summary of 4-years of Research at IIT Madras on Concrete with Limestone Calcined Clay Cement (LC3)," in *International Conference on Sustainable Materials, Systems and Structures*, 2019, pp. 449–456.
- [41] J. F. Arango Londoño, *Patología de la Construcción: fundamentos*, En edición. 2022.
- [42] V. Shah and S. Bishnoi, "Analysis of Pore Structure Characteristics of Carbonated Low-Clinker Cements," *Transp Porous Media*, vol. 124, no. 3, pp. 861–881, 2018, doi: 10.1007/s11242-018-1101-7.
- [43] V. Shah, K. Scrivener, B. Bhattacharjee, and S. Bishnoi, "Changes in microstructure characteristics of cement paste on carbonation," *Cem Concr Res*, vol. 109, pp. 184–197, Jul. 2018, doi: 10.1016/j.cemconres.2018.04.016.
- [44] S. Rathnarajan and R. Pillai, "Determination of pH threshold of corrosion initiation in cementitious systems with supplementary cementitious materials," Chennai, Mar. 2018.
- [45] E. Cabrera, A. Alujas, B. Elsener, and J. F. Martirena-Hernandez, "Preliminary Results on Corrosion Rate in Carbonated LC3 Concrete," in *RILEM Bookseries*, vol. 22, Springer Netherlands, 2020, pp. 293–298. doi: 10.1007/978-3-030-22034-1\_33.

- [46] ASTM International, "ASTM C125-21a Concrete and Concrete Aggregates." 2021. doi: 10.1520/C0125-21A.
- [47] S. Kosmatka, B. Kerkhoff, W. Panarese, and J. Tanesi, *Diseño y control de mezclas de concreto*. Skokie: Portland Cement Association, 2004.
- [48] Asociación Colombiana de Productores de Concreto - ASOCRETO, *Tecnología del concreto Materiales, Propiedades y Diseño de Mezclas Tomo 1*. Bogotá D.C., 2018.
- [49] P. K. Mehta and P. J. M. Monteiro, *CONCRETE Microstructure, Properties and Materials*, 4th ed. New York: McGraw-Hill Education, 2014.
- [50] H. M. Owaid, R. B. Hamid, and M. R. Taha, "A review of sustainable supplementary cementitious materials as an alternative to all-portland cement mortar and concrete," *Aust J Basic Appl Sci*, vol. 6, no. 9, 2012.
- [51] Z. Li, *Advanced Concrete Technology*. Hoboken: John Wiley & Sons, INC., 2011.
- [52] ASTM International, "ASTM C618-19 Standard Specification for Coal Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozzolan for Use in Concrete." 2019. doi: 10.1520/C0618-19.
- [53] S. S. Reddy and M. A. K. Reddy, "LIME CALCINED CLAY CEMENT (LC3): A Review," in *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*, Aug. 2021, vol. 796, no. 1. doi: 10.1088/1755-1315/796/1/012037.
- [54] ASTM International, "ASTM C150/C150M-21 Standard Specification for Portland Cement." 2021. doi: 10.1520/C0150\_C0150M-21.
- [55] ASTM International, "ASTM C595/C595M-21 Standard Specification for Blended Hydraulic Cements." 2021. doi: 10.1520/C0595\_C0595M-21.
- [56] ASTM International, "ASTM C1157/C1157M-20 Standard Performance Specification for Hydraulic Cement." ASTM Standards, 2020. doi: 10.1520/C1157\_C1157M-20.
- [57] C. P. Rodríguez Hidalgo, "Evaluación de la interacción en el uso conjunto de un material arcilloso activado térmicamente, caliza y sulfato sobre la cinética de hidratación y desempeño mecánico del cemento," Universidad Nacional de Colombia, 2019.
- [58] METTLER TOLEDO, "Determination of calcium sulfate dihydrate and hemihydrate in cement," 2010. [Online]. Available: [www.mt.com](http://www.mt.com)
- [59] F. Zunino and K. Scrivener, "The reaction between metakaolin and limestone and its effect in porosity refinement and mechanical properties," *Cem Concr Res*, vol. 140, 2021, doi: 10.1016/j.cemconres.2020.106307.

- [60] M. A. Giraldo and J. I. Tobón, "Evolución mineralógica del cemento Pórtland durante el proceso de hidratación," *Dyna (Medellin)*, vol. 73, no. 148, pp. 69–81, 2006.
- [61] L. E. Romero Robles, "Evaluación de factores que afectan la aparición de etringita secundaria como simulación del envejecimiento de mezclas de concreto y su papel dentro de procesos de expansión y agrietamiento," in *10th Latin American and Caribbean Conference for Engineering and Technology*, Jul. 2012.
- [62] S. Krishnan, A. C. Emmanuel, and S. Bishnoi, "Hydration and phase assemblage of ternary cements with calcined clay and limestone," *Constr Build Mater*, vol. 222, pp. 64–72, Oct. 2019, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2019.06.123.
- [63] L. M. Vizcaíno Andrés, M. G. Antoni, A. A. Diaz, J. F. Martirena Hernández, and K. L. Scrivener, "Effect of fineness in clinker-calcined clays-limestone cements," *Advances in Cement Research*, vol. 27, no. 9, pp. 546–556, Oct. 2015, doi: 10.1680/adcr.14.00095.
- [64] L. C. Lopera Agudelo, "Los principales fenómenos en la reacción del cemento hidráulico," Jun. 2021. <https://alioh.com.co/reaccion-del-cemento-hidraulico/#:~:text=En%20el%20cemento%2C%20ocurre%20principalmente,la%20reducci%C3%B3n%20en%20la%20resistencia>. (accessed Jul. 22, 2022).
- [65] D. Jansen, F. Goetz-Neunhoeffler, B. Lothenbach, and J. Neubauer, "The early hydration of Ordinary Portland Cement (OPC): An approach comparing measured heat flow with calculated heat flow from QXRD," *Cem Concr Res*, vol. 42, no. 1, pp. 134–138, Jan. 2012, doi: 10.1016/j.cemconres.2011.09.001.
- [66] Z. Li, D. Lu, and X. Gao, "Analysis of correlation between hydration heat release and compressive strength for blended cement pastes," *Constr Build Mater*, vol. 260, Nov. 2020, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2020.120436.
- [67] F. Yousuf, X. Wei, and J. Zhou, "Monitoring the setting and hardening behaviour of cement paste by electrical resistivity measurement," *Constr Build Mater*, vol. 252, Aug. 2020, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2020.118941.
- [68] L. Chi, Z. Wang, S. Lu, H. Wang, K. Liu, and W. Liu, "Early assessment of hydration and microstructure evolution of belite-calcium sulfoaluminate cement pastes by electrical impedance spectroscopy," *Electrochim Acta*, vol. 389, Sep. 2021, doi: 10.1016/j.electacta.2021.138699.
- [69] L. Liu *et al.*, "Study on hydration reaction and structure evolution of cemented paste backfill in early-age based on resistivity and hydration heat," *Constr Build Mater*, vol. 272, Feb. 2021, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2020.121827.
- [70] ASTM International, "ASTM C563-20 Standard Guide for Approximation of Optimum SO<sub>3</sub> in Hydraulic Cement Using Compressive Strength." 2020. doi: 10.1520/C0563-20.

- [71] Instituto Colombiano de Normas Técnicas (ICONTEC), "GTC 302 Cementos. Guía para determinar el contenido óptimo aproximado de SO<sub>3</sub> en el cemento hidráulico." 2020.
- [72] H. Maraghechi, F. Avet, H. Wong, H. Kamyab, and K. Scrivener, "Performance of Limestone Calcined Clay Cement (LC3) with various kaolinite contents with respect to chloride transport," *Materials and Structures/Materiaux et Constructions*, vol. 51, no. 5, Oct. 2018, doi: 10.1617/s11527-018-1255-3.
- [73] S. Narayanan and G. Muniasamy, "STRENGTH CHARACTERISTICS OF HIGH TICS OF HIGH PERFORMANCE LIME CALCINED CLAY CLAY CEMENT (LC3) CONCRETE," *International Journal of Civil Engineering and Technology (IJCIET)*, vol. 9, no. 13, pp. 1883–1889, 2018.
- [74] V. Shah, A. Parashar, G. Mishra, S. Medepalli, S. Krishnan, and S. Bishnoi, "Influence of cement replacement by limestone calcined clay pozzolan on the engineering properties of mortar and concrete," *Advances in Cement Research*, vol. 32, no. 3, pp. 101–111, Aug. 2018, doi: 10.1680/jadcr.18.00073.
- [75] Apsa and R. Rao, "Performance of Limestone Calcined Clay Cement," *International Journal of Recent Technology and Engineering (IJRTE)*, vol. 7, no. 6C2, 2019.
- [76] G. Mishra, A. C. Emmanuel, and S. Bishnoi, "Influence of temperature on hydration and microstructure properties of limestone-calcined clay blended cement," *Mater Struct*, vol. 52, no. 5, Oct. 2019, doi: 10.1617/s11527-019-1390-5.
- [77] S. Rengaraju, L. Neelakantan, and R. G. Pillai, "Investigation on the polarization resistance of steel embedded in highly resistive cementitious systems – An attempt and challenges," *Electrochim Acta*, vol. 308, pp. 131–141, Jun. 2019, doi: 10.1016/j.electacta.2019.03.200.
- [78] J. Ston and K. Scrivener, "Basic creep of limestone–calcined clay cements: An experimental and numerical approach," *Theoretical and Applied Fracture Mechanics*, vol. 103, Oct. 2019, doi: 10.1016/j.tafmec.2019.102270.
- [79] F. Avet, E. Boehm-Courjault, and K. Scrivener, "Investigation of C-A-S-H composition, morphology and density in Limestone Calcined Clay Cement (LC3)," *Cem Concr Res*, vol. 115, pp. 70–79, Jan. 2019, doi: 10.1016/j.cemconres.2018.10.011.
- [80] Y. Dhandapani and M. Santhanam, "Investigation on the microstructure-related characteristics to elucidate performance of composite cement with limestone-calcined clay combination," *Cem Concr Res*, vol. 129, no. December 2019, p. 105959, 2020, doi: 10.1016/j.cemconres.2019.105959.
- [81] N. Nair, K. Mohammed Haneefa, M. Santhanam, and R. Gettu, "A study on fresh properties of limestone calcined clay blended cementitious systems," *Constr Build Mater*, vol. 254, p. 119326, 2020, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2020.119326.

- [82] Q. D. Nguyen, T. Kim, and A. Castel, "Mitigation of alkali-silica reaction by limestone calcined clay cement (LC3)," *Cem Concr Res*, vol. 137, no. June, p. 106176, 2020, doi: 10.1016/j.cemconres.2020.106176.
- [83] F. Bahman-Zadeh, A. A. Ramezani-pour, and A. Zolfagharnasab, "Effect of carbonation on chloride binding capacity of limestone calcined clay cement (LC3) and binary pastes," *Journal of Building Engineering*, vol. 52, p. 104447, Jul. 2022, doi: 10.1016/j.jobbe.2022.104447.
- [84] M. Santhanam, R. Pillai, and Y. Dhandapani, "Recent Research on Limestone Calcined Clay Cement (LC3) at IIT Madras," 2018.
- [85] F. A. Zunino Sommariva, "Limestone calcined clay cements (LC3): raw material processing, sulfate balance and hydration kinetics," *École Polytechnique Fédérale de Lausanne*, Lausanne, 2020.
- [86] D. Sánchez de Guzmán, *Durabilidad y Patología del Concreto*, Segunda. Bogotá: Asociación Colombiana de Productores de Concreto - ASOCRETO, 2017.
- [87] W. Stumm and J. J. Morgan, *AQUATIC CHEMISTRY Chemical Equilibria and Rates in Natural Waters*, vol. Third Edition. John Wiley & Sons, INC., 1995.
- [88] S. von Greve-Dierfeld *et al.*, *Understanding the carbonation of concrete with supplementary cementitious materials: a critical review by RILEM TC 281-CCC*, vol. 53, no. 6. 2020. doi: 10.1617/s11527-020-01558-w.
- [89] E. F. Félix, R. Carrazedo, and E. Possan, "Análise paramétrica da carbonatação em estruturas de concreto armado via Redes Neurais Artificiais," *Revista ALCONPAT*, vol. 7, no. 3, pp. 302–316, 2017, doi: 10.21041/ra.v7i3.245.
- [90] K. T. Kunal Tongaria, S. M. S.Mandal, and D. M. Devendra Mohan, "A Review on Carbonation of Concrete and Its Prediction Modelling," *Journal of Environmental Nanotechnology*, vol. 7, no. 4, pp. 75–90, 2018, doi: 10.13074/jent.2018.12.184325.
- [91] V. Papadakis, C. Vayenas, and M. Fardis, "Fundamental Modeling and Experimental Investigation of Concrete Carbonation," *ACI Mater J*, vol. 88, no. 4, pp. 363–373, 1991.
- [92] Y. F. Houst and F. H. Wittmann, "Influence of porosity and water content on the diffusivity of CO<sub>2</sub> and O<sub>2</sub> through hydrated cement paste," *Cem Concr Res*, vol. 24, no. 6, pp. 1165–1176, 1994, doi: 10.1016/0008-8846(94)90040-X.
- [93] P. L. Valdez-Tamez, A. Durán-Herrera, G. Fajardo-San Miguel, and C. A. Juárez-Alvarado, "Influencia de la carbonatación en morteros de cemento Pórtland y ceniza volante," *Ingeniería, investigación y tecnología*, vol. 10, no. 1, pp. 39–49, 2009, doi: 10.22201/fi.25940732e.2009.10n1.005.

- [94] N. V. Rao and T. Meena, "A review on carbonation study in concrete," in *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, Dec. 2017, vol. 263, no. 3. doi: 10.1088/1757-899X/263/3/032011.
- [95] J. L. Omen Bolaños and O. Bolaños, "Influencia de los materiales cementantes suplementarios (SCMs) en concretos con agregados reciclados (RAC)," Universidad Nacional de Colombia, Bogotá, 2021.
- [96] R. Montani, "La carbonatación, enemigo olvidado del concreto," *Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C.*, 2000. <https://www.imcyc.com/revista/2000/dic2000/carbonatacion.htm> (accessed Jul. 22, 2022).
- [97] N. Singh and S. P. Singh, "Reviewing the Carbonation Resistance of Concrete," *Journal of Materials and Engineering Structures*, vol. 3, pp. 35–57, 2016.
- [98] B. Šavija and M. Luković, "Carbonation of cement paste: Understanding, challenges, and opportunities," *Constr Build Mater*, vol. 117, pp. 285–301, 2016, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2016.04.138.
- [99] W. Ashraf, "Carbonation of cement-based materials: Challenges and opportunities," *Constr Build Mater*, vol. 120, pp. 558–570, Jun. 2016, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2016.05.080.
- [100] M. Richardson, *Fundamentals of Durable Reinforced Concrete*. Taylor & Francis Group, 2002.
- [101] J. M. Lizarazo Marriaga, "Elementos básicos de durabilidad del concreto: Corrosión del refuerzo," En edición., 2018.
- [102] K. Tuutti, *Corrosion of steel concrete*. Stockholm: Swedish Cement and Concrete Research Institute, 1982.
- [103] L. Bertolini, "Steel corrosion and service life of reinforced concrete structures," *Structure and Infrastructure Engineering*, vol. 4, no. 2, pp. 123–137, Apr. 2008, doi: 10.1080/15732470601155490.
- [104] DURAR, *Manual de inspección, evaluación y diagnóstico de corrosión de estructuras de hormigón armado*, 2nd ed. 1998.
- [105] P. R. D. L. Helene, "Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado," Universidade de São Paulo Escola Politécnica, São Paulo, 1993.
- [106] Portland Cement Association (PCA), "Types and Causes of Concrete Deterioration," *Portland Cement Association - Concrete Information*, vol. PCA R & D Se, pp. 1–16, 2002.
- [107] P. Helene and F. Pereira, *Manual de Rehabilitación de Estructuras de Hormigón*. CYTED, 2003.

- [108] J. Broomfield, *Corrosion in concrete steel*, no. april. Taylor & Francis Group, 2007.
- [109] ASTM International, "ASTM C109/C109M-20b Standard Test Method for Compressive Strength of Hydraulic Cement Mortars (Using 2-in. or [50 mm] Cube Specimens)," 2020. 2021. doi: 10.1520/C0109\_C0109M-20B.
- [110] Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación (ICONTEC), "NTC 6270:2018 CEMENTOS. MÉTODO DE ENSAYO PARA MEDIR EL CALOR DE HIDRATACIÓN DE MATERIALES CEMENTANTES HIDRÁULICOS USANDO CALORIMETRÍA DE CONDUCCIÓN ISOTÉRMICA." 2018.
- [111] ASTM International, "ASTM C1702: Standard Test Method for Measurement of Heat of Hydration of Hydraulic Cementitious Materials Using Isothermal Conduction Calorimetry," 2017, doi: 10.1520/C1702-17.
- [112] Instituto Colombiano de Normas Técnicas (ICONTEC), "NTC 1377:2021 Concretos. Elaboración y curado de especímenes de concreto para ensayos en el laboratorio." 2021.
- [113] ASTM International, "ASTM C192/C192M-19 Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Laboratory." 2019. doi: 10.1520/C0192\_C0192M-19.
- [114] Instituto Colombiano de Normas Técnicas (ICONTEC), "NTC 673:2021 Concretos. Método de ensayo de resistencia a la compresión de especímenes cilíndricos de concreto." 2021.
- [115] ASTM International, "ASTM C39/C39M-21 Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens." 2021. doi: 10.1520/C0039\_C0039M-21.
- [116] Instituto Colombiano de Normas Técnicas (ICONTEC), "NTC 6041:2019 CEMENTOS. MÉTODO DE ENSAYO PARA DETERMINAR LA CONTRACCIÓN POR SECADO DEL MORTERO QUE CONTIENE CEMENTO HIDRÁULICO." 2019.
- [117] ASTM International, "ASTM C596-18 Standard Test Method for Drying Shrinkage of Mortar Containing Hydraulic Cement." 2018. doi: 10.1520/C0596-18.
- [118] L. N. Peña Leal, "Desarrollo de un sistema semi-adiabático para medir calor de hidratación de pastas de cemento y morteros.," Universidad Nacional de Colombia, Bogotá, 2011.
- [119] British Standards Institution (BSI), "BS EN 196-9:2003 Methods of testing cement - Heat of hydration. Semi-adiabatic method." 2004.
- [120] S. D. Peñaranda Sanjuan, "Metodología para la medición de la hidratación del cemento adicionado con ceniza volante a partir de impedancia electroquímica (En edición)," Universidad Nacional de Colombia, Bogotá D.C., 2022.

- [121] A. F. Sosa Gallardo and J. L. Provis, "Electrochemical cell design and impedance spectroscopy of cement hydration," *J Mater Sci*, vol. 56, no. 2, pp. 1203–1220, Jan. 2021, doi: 10.1007/s10853-020-05397-6.
- [122] H. Magar, R. Hassan, and A. Mulchandani, "Electrochemical Impedance Spectroscopy (EIS): Principles, Construction, and Biosensing Applications," *Sensors*, vol. 21, 2021, doi: 10.3390/s21196578.
- [123] F. Iloro, L. Traveesa, and N. Ortega, "Correlación entre carbonatación natural y acelerada del hormigón con distintos cementos," in *VII Congreso Internacional - 21a Reunión Técnica de la AATH "Ing. Nélide del Valle Castría"*, 2016, pp. 333–340.
- [124] British Standards Institution (BSI), "BS EN 12390-12:2020 Determination of the carbonation resistance of concrete — Accelerated carbonation method." 2020.
- [125] M. D. Newlands, "Development of a simulated natural carbonation test and durability of selected CEM II concretes," Univesity of Dundee, 2001.
- [126] Gamry Instruments, "Potentiostat Fundamentals," 2022.  
<https://www.gamry.com/application-notes/instrumentation/potentiostat-fundamentals/> (accessed Jun. 04, 2022).
- [127] Gamry Instruments, "Faraday Cage: What Is It? How Does It Work?," 2022.  
<https://www.gamry.com/application-notes/instrumentation/faraday-cage/> (accessed Jun. 04, 2022).
- [128] ASTM International, "ASTM C876-15 Standard Test Method for Corrosion Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete." 2015. doi: 10.1520/C0876-15.
- [129] E. Mccafferty, *Introduction to Corrosion Science*. Springer Sciencie+ Business Media, 2010. doi: 10.1007/978-1-4419-0455-3.
- [130] A. M. Aguirre-Guerrero, R. Mejía-De-Gutiérrez, and M. J. R. Montês-Correia, "Corrosion performance of blended concretes exposed to different aggressive environments," *Constr Build Mater*, vol. 121, pp. 704–716, Sep. 2016, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2016.06.038.
- [131] A. F. Barragán Ramos, "Durability Performance Assessment of Fly Ash Concrete Using Fine Recycled Aggregates," Universidad Nacional de Colombia, Bogotá D.C., 2021.
- [132] ASTM International, "ASTM G59-97(2020) Standard test method for conducting potentiodynamic polarization resistance measurements." 2014. doi: 10.1520/G0059-97R14.2.
- [133] A. D. Obando Ramírez, "Propuesta de procedimientos de las técnicas: ruido electroquímico, resistencia a la polarización e impedancia electroquímica usadas

en la medición de la corrosión del refuerzo en el concreto reforzado,” Universidad Nacional de Colombia, Bogotá D.C., 2013.

- [134] F. J. Rodríguez Gómez, “Técnicas electroquímicas de corriente directa para la medición de la velocidad de corrosión,” México D.F.
- [135] American Concrete Institute (ACI), “ACI PRC-211.1-91 Selecting Proportions for Normal-Density and High Density Concrete - Guide.” 2002.
- [136] ICONTEC, “NTC 121:2021 Especificación de desempeño para cemento hidráulico.”
- [137] ICONTEC, “NTC 5806:2019 ALAMBRE DE ACERO LISO Y GRAFILADO Y MALLAS LECTROSOLDADAS PARA REFUERZO DE CONCRETO.”
- [138] Instituto Colombiano de Normas Técnicas (ICONTEC), “NTC 221:2019 Cementos. Método de ensayo para determinar la densidad del cemento hidráulico.” 2019.
- [139] ASTM International, “ASTM C188-17 Standard Test Method for Density of Hydraulic Cement.” 2017. doi: 10.1520/C0188-17.
- [140] Instituto Colombiano de Normas Técnicas (ICONTEC), “NTC 33:2019 Cementos. Método de ensayo para determinar la finura del cemento hidráulico por medio del aparato Blaine de permeabilidad al aire.” 2019.
- [141] ASTM International, “ASTM C204-18E01 Standard Test Methods for Fineness of Hydraulic Cement by Air-Permeability Apparatus,” 2018, doi: 10.1520/C0204-18E01.
- [142] Instituto Colombiano de Normas Técnicas (ICONTEC), “NTC 110:2019 CEMENTOS. CANTIDAD DE AGUA REQUERIDA PARA LA CONSISTENCIA NORMAL DE UNA PASTA DE CEMENTO HIDRÁULICO.” 2019.
- [143] ASTM International, “ASTM C187-16 Standard Test Method for Amount of Water Required for Normal Consistency of Hydraulic Cement Paste.” 2016. doi: 10.1520/C0187-16.
- [144] Instituto Colombiano de Normas Técnicas (ICONTEC), “NTC 118:2019 Cementos. Método de ensayo para determinar el tiempo de fraguado del cemento hidráulico mediante aguja de vicat.” 2019.
- [145] ASTM International, “ASTM C191-19 Standard Test Methods for Time of Setting of Hydraulic Cement by Vicat Needle.” 2019. doi: 10.1520/C0191-19.
- [146] Instituto Colombiano de Normas Técnicas (ICONTEC), “NTC 220:2021 Cementos. Determinación de la resistencia de morteros de cemento hidráulico a la compresión, usando cubos de 50 mm o 2 pulgadas de lado.” 2021.

- 
- [147] ASTM International, "ASTM C778-17.2 Standard Specification for Standard Sand." 2017. doi: 10.1520/C0778-17.2.
- [148] ASTM International, "ASTM C33/C33M-16 Specification for Concrete Aggregates." 2016. doi: 10.1520/C0033\_C0033M-16.
- [149] ASTM International, "ASTM C40/C40M-20 Standard Test Method for Organic Impurities in Fine Aggregates for Concrete." 2020. doi: 10.1520/C0040\_C0040M-20.
- [150] Instituto Colombiano de Normas Técnicas (ICONTEC), "NTC 92:2019 MÉTODO DE ENSAYO PARA LA DETERMINACIÓN DE LA DENSIDAD VOLUMÉTRICA (MASA UNITARIA) Y VACÍOS EN AGREGADOS." 2019.
- [151] ASTM International, "ASTM C29/C29M-17A Standard Test Method for Bulk Density ('Unit Weight') and Voids in Aggregate." 2017. doi: 10.1520/C0029\_C0029M-17A.
- [152] Instituto Colombiano de Normas Técnicas (ICONTEC), "NTC 78:2019 MÉTODO DE ENSAYO PARA DETERMINAR POR LAVADO EL MATERIAL QUE PASA EL TAMIZ 75  $\mu\text{m}$  (No. 200) EN AGREGADOS MINERALES." 2019.
- [153] ASTM International, "ASTM C117-17 Standard Test Method for Materials Finer than 75- $\mu\text{m}$  (No. 200) Sieve in Mineral Aggregates by Washing." ASTM International, 2020. doi: 10.1520/C0117-17.
- [154] Instituto Colombiano de Normas Técnicas (ICONTEC), "NTC 1776:2019 MÉTODO DE ENSAYO PARA DETERMINAR EL CONTENIDO TOTAL DE HUMEDAD EVAPORABLE POR SECADO DE LOS AGREGADOS." 2019.
- [155] ASTM International, "ASTM C566-19 Standard Test Method for Total Evaporable Moisture Content of Aggregate by Drying," 2019. doi: 10.1520/C0566-19.
- [156] Instituto Colombiano de Normas Técnicas (ICONTEC), "NTC 237:2020 Método de ensayo para determinar la densidad relativa (gravedad específica) y la absorción del agregado fino." 2020.
- [157] ASTM International, "ASTM C128-15 Standard Test Method for Relative Density (Specific Gravity) and Absorption of Fine Aggregate." 2015. doi: 10.1520/C0128-15.
- [158] Instituto Colombiano de Normas Técnicas (ICONTEC), "NTC 176:2019 Método de ensayo para determinar la densidad relativa (gravedad específica) y la absorción del agregado grueso." 2019.
- [159] ASTM International, "ASTM C127-15 Standard Test Method for Relative Density (Specific Gravity) and Absorption of Coarse Aggregate." 2016. doi: 10.1520/C0127-15.

- [160] ASTM International, "ASTM C494/C494M-19 Standard Specification for Chemical Admixtures for Concrete." 2019. doi: 10.1520/C0494.
- [161] Invesa, "Pintura Epóxica," 2017. <https://www.invesa.com/product/pintura-epoxica/> (accessed Aug. 09, 2022).
- [162] ASTM International, "ASTM C305-14 Standard Practice for Mechanical Mixing of Hydraulic Cement Pastes and Mortars of Plastic Consistency." 2014. doi: 10.1520/C0305-14.
- [163] ASTM International, "ASTM C1437-20 Standard Test Method for Flow of Hydraulic Cement Mortar." 2020. doi: 10.1520/C1437-20.
- [164] ASTM International, "ASTM C143/C143M-20 Standard Test Method for Slump of Hydraulic-Cement Concrete." 2020. doi: 10.1520/C0143\_C0143M-20.
- [165] ASTM International, "ASTM C31/C31M-21 Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Field." 2020. doi: 10.1520/C0031\_C0031M-21.
- [166] ASTM International, "ASTM C511-19 Standard Specification for Mixing Rooms, Moist Cabinets, Moist Rooms, and Water Storage Tanks Used in the Testing of Hydraulic Cements and Concretes." 2019. doi: 10.1520/C0511-19.
- [167] ASTM International, "ASTM C642-21 Standard Test Method for Density, Absorption, and Voids in Hardened Concrete." 2021. doi: 10.1520/C0642-21.
- [168] ASTM International, "ASTM C1202-19 Standard Test Method for Electrical Indication of Concrete's Ability to Resist Chloride Ion Penetration." 2019. doi: 10.1520/C1202-19.
- [169] DiEs, "Cámaras de estabilidad climáticas carbonatación CO<sub>2</sub>." Itagüi, 2022.
- [170] W. Navidi, *Estadística para ingenieros y científicos*. México D.F.: Mc Graw Hill, 2006.
- [171] Gamry Instruments, "Reference 600+ Potentiostat/Galvanostat/ZRA Operator's Manual," 2019. [Online]. Available: [www.gamry.com/service-support/](http://www.gamry.com/service-support/)
- [172] J. Bermúdez, "Inhibición de la corrosión del acero embebido en mortero de cal al emplear Aloe vera como anticorrosivo," Universidad Nacional de Colombia, Bogotá D.C., 2020.
- [173] ASTM International, "ASTM E178-21 Standard Practice for Dealing With Outlying Observations." 2021. doi: 10.1520/E0178-21.
- [174] M. Y. F. Câmara, Y. S. B. Fraga, and V. M. S. Capuzzo, "Hydration of Cement Pastes Using the Cement LC3," in *RILEM Bookseries*, vol. 22, Springer Netherlands, 2020, pp. 69–75. doi: 10.1007/978-3-030-22034-1\_8.

- [175] M. B. Díaz García, L. A. Ruíz, and J. F. Martirena-Hernandez, "Effect of the Addition of Calcined Clay-Limestone-Gypsum in the Hydration of Portland Cement Pastes," in *RILEM Bookseries*, vol. 22, Springer Netherlands, 2020, pp. 23–29. doi: 10.1007/978-3-030-22034-1\_3.
- [176] Y. Dhandapani, K. Vignesh, T. Raja, and M. Santhanam, "Development of the microstructure in LC3 systems and its effect on concrete properties," in *RILEM Bookseries*, 2018, vol. 16, pp. 131–140. doi: 10.1007/978-94-024-1207-9\_21.
- [177] R. Downs and H. Yang, "RRUFF Project." <https://ruff.info/> (accessed Jul. 08, 2022).
- [178] J. Lizarazo-Marriaga, C. Higuera, and P. Claisse, "Measuring the effect of the ITZ on the transport related properties of mortar using electrochemical impedance," *Constr Build Mater*, vol. 52, pp. 9–16, Feb. 2014, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2013.10.077.
- [179] G. Y. Koga, B. Albert, and R. Pereira Nogueira, "Revisiting the ASTM C876 standard for corrosion of reinforcing steel: On the correlation between corrosion potential and polarization resistance during the curing of different cement mortars," *Electrochem commun*, vol. 94, pp. 1–4, 2018, doi: 10.1016/j.elecom.2018.07.017.
- [180] Instituto Colombiano de Normas Técnicas (ICONTEC), "NTC 5551:2007 Concretos. Durabilidad de estructuras de concreto." 2007.
- [181] International Standard Organization, "ISO 16204:2012 Durability — Service life design of concrete structures." 2012.
- [182] K. Wanderly, *Encyclopedia of Interfacial Chemistry*, vol. Seven. Elsevier, 2018.
- [183] R. Lannegrand, G. Ramos, and R. Talero, "Estado del conocimiento sobre la sal de Friedel," *Materiales de Construcción*, vol. 51, no. 262, pp. 63–71, 2000.
- [184] K. L. Scrivener, A. K. C. Lyon, and F. P. Laugesen, "The Interfacial Transition Zone (ITZ) Between Cement Paste and Aggregate in Concrete," *INTERFACE SCIENCE*, vol. 12, pp. 411–421, 2004.