

**UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN**

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**



**EFFECTO DE LA DEGRADACIÓN POR SULFATOS EN EL  
COMPORTAMIENTO A FLEXIÓN DEL  
CONCRETO REFORZADO CON ACERO  
CONTINUO Y DISCONTINUO (FIBRAS DE ACERO),  
PARA APLICACIÓN EN ESTRUCTURAS SUBTERRÁNEAS**

**Por**

**ABRAHAM HIDALGO BERMÚDEZ**

**Como requisito parcial para obtener el Grado de  
MAESTRÍA EN CIENCIAS CON ORIENTACIÓN  
EN MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN**

**SEPTIEMBRE, 2023**

## AGRADECIMIENTOS

*A la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Autónoma de Nuevo León por haberme hecho partícipe de una generación más de estudiantes dentro de la Maestría en Ciencia con Orientación en Materiales de Construcción, y permitirme desarrollar profesionalmente en sus instalaciones.*

*A los Doctores que me impartieron cátedra dentro de las aulas del Instituto de Ingeniería Civil y quienes me proporcionaron las bases y conocimientos para profundizar en el ámbito científico.*

*Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología por haberme otorgado la beca para llevar a cabo el presente trabajo de investigación.*

*Al Ing. Sergio Flores de concretos Tepeyac por su generoso donativo de cemento, así como de agregado grueso.*

*Al Mtro. Pedro Ramírez de la empresa DEACERO por su colaboración en la investigación y donativo del refuerzo de acero, tanto de fibras como de malla electrosoldada.*

*Al Dr. Alejandro Durán por su colaboración en autorizar llevar a cabo el desarrollo de la experimentación dentro de las instalaciones del Departamento de Tecnología del Concreto del Instituto de Ingeniería Civil de la UANL.*

*A Don Beto, al Mtro. Alejandro Herrera y al Dr. José Valdez por su apoyo dentro y fuera de las instalaciones del Departamento de Tecnología del Concreto.*

*A mis amigos el Mtro. Antonio Torres y los Ingenieros Abdiel Vázquez y Norberto León por su dedicación y empeño en las actividades asignadas para el desarrollo de la experimentación de la presente investigación.*

*Al Ing. Rubén Piña por su apoyo en la configuración y ensayo de algunos de los especímenes de concreto reforzado.*

*Al Sr. Gumaro por su disposición y apoyo en el laboratorio de investigación para estudiantes de posgrado.*

*Al Dr. Ismael Vivian por su colaboración en permitir llevar a cabo los análisis microestructurales de la presente investigación en el Centro de Investigación e Innovación en Materiales de Construcción de la UANL.*

*A mis queridos amigos y compañeros de generación los Maestros Ángel Rojas e Iván Velásquez por su amena compañía y apoyo durante todo el desarrollo del posgrado.*

*A mi novia Magali Ureño por su comprensión y ser fuente de inspiración desde su llegada en la etapa final de todo este maravilloso proceso.*

*A mi querido amigo el Mtro. José Vidal por sus palabras de aliento, apoyo moral y motivacional durante todo el desarrollo de la presente investigación.*

*A mi asesor externo el Dr. José Antonio Rodríguez Rodríguez por sus aportaciones, sugerencias y recomendaciones, así como por su ayuda en la planificación y desarrollo del enfoque principal en la investigación.*

*A mi co asesor el Dr. José Manuel Mendoza Rangel por gestionar recursos para algunos de los materiales utilizados en la experimentación y atender mis inquietudes en todo momento durante el desarrollo de este proyecto de investigación.*

*A mi asesor el Dr. César Antonio Juárez Alvarado por ser mi mentor y guía durante el desarrollo de la tesis, así como por su apoyo moral en los momentos más difíciles durante este proceso. Pero, sobre todo, por nunca perder la fe y confiar en mí de principio a fin.*

*A mis hermanos Miguel Hidalgo y Juan Hidalgo que siempre estuvieron al tanto de mí y me apoyaron en lo que necesité.*

*Finalmente, a mis padres Juan Hidalgo y Ma. Soledad por haberme dado la vida, dotarme de sustento y apoyarme siempre en todo momento a lo largo de mi desarrollo humano y profesional. Todo lo que soy y he logrado se lo debo a ellos. Son mi motivación para continuar superándome.*

## DEDICATORIA

*A mi madre Ma. Soledad Bermúdez Sotelo †*

*A mi tía Rosa María Bermúdez Sotelo †*

*A mi querido amigo el Mtro. Juan Aranda López †*

*Quienes me acompañaron en gran parte de todo este proceso y lamentablemente no pudieron verlo concluido debido a su sensible fallecimiento.*

# CONTENIDO

|   |           |
|---|-----------|
| <b>1. INTRODUCCIÓN</b> .....  | <b>1</b>  |
| 1.1 Generalidades.....  | 1         |
| 1.2 El concreto como revestimiento en construcciones subterráneas.....    | 2         |
| 1.3 Tipos de refuerzo en el concreto revestido.....                       | 4         |
| 1.3.1 Malla de acero electrosoldada (refuerzo continuo).....              | 4         |
| 1.3.2 Fibras de acero (refuerzo discontinuo).....                         | 5         |
| 1.3.2.1 Aspectos a considerar de las fibras.....                          | 7         |
| 1.3.3. Comportamiento del refuerzo.....                                   | 8         |
| 1.4 Absorción de energía en el concreto reforzado.....                    | 9         |
| 1.4.1 Evaluación del comportamiento a flexión en paneles.....             | 10        |
| 1.4.1.1 Clasificación de la tenacidad.....                                | 12        |
| 1.4.1.2 Tenacidad como categoría de sostenimiento (índice Q).....         | 12        |
| 1.5 Aspectos de durabilidad del concreto en construcciones subterráneas . | 15        |
| 1.5.1 Agua subterránea.....   | 15        |
| 1.5.1.1 Ion sulfato.....  | 16        |
| 1.5.2 Ataque por sulfatos.....  | 16        |
| 1.6 Antecedentes.....   | 19        |
| 1.7 Ámbito de estudio.....  | 22        |
| 1.7.1 Justificación.....  | 22        |
| 1.7.2 Hipótesis.....  | 24        |
| 1.7.3 Objetivos.....  | 24        |
| 1.7.3.1 Objetivo general.....   | 24        |
| 1.7.3.2 Objetivos específicos.....  | 24        |
| <b>2. METODOLOGÍA EXPERIMENTAL</b> .....                                  | <b>26</b> |
| 2.1 Diseño experimental.....  | 26        |
| 2.2 Caracterización de los materiales.....                                | 28        |
| 2.2.1 Cemento.....  | 29        |
| 2.2.1.1 Densidad.....   | 29        |
| 2.2.1.2 Composición química.....  | 29        |
| 2.2.2 Agregados.....  | 30        |

|           |   |           |
|-----------|---|-----------|
| 2.2.2.1   | Agregado grueso.....                                      | 30        |
| 2.2.2.2   | Agregado fino.....  | 31        |
| 2.2.3     | Aditivo químico.....                                      | 32        |
| 2.2.3.1   | Densidad.....   | 32        |
| 2.2.3.2   | Contenido de sólidos.....                                 | 32        |
| 2.2.4     | Malla de refuerzo.....                                    | 33        |
| 2.2.5     | Fibras de refuerzo.....                                   | 33        |
| 2.3       | Elaboración de especímenes.....                           | 34        |
| 2.3.1     | Diseño de mezcla.....                                     | 34        |
| 2.3.1.1   | Optimización de aditivo.....                              | 35        |
| 2.3.2     | Nomenclatura de mezclas.....                              | 36        |
| 2.3.3     | Fabricación de paneles de concreto.....                   | 37        |
| 2.3.4     | Almacenado y curado.....                                  | 40        |
| 2.4       | Exposición de especímenes en ambiente sulfatado.....      | 40        |
| 2.4.1     | Solución de sulfatos.....                                 | 40        |
| 2.4.2     | Colocación de barrera perimetral.....                     | 41        |
| 2.5       | Evaluación del efecto de los sulfatos en el concreto..... | 42        |
| 2.5.1     | Inspección visual.....                                    | 42        |
| 2.5.2     | Recolección de muestras.....                              | 42        |
| 2.5.3     | Análisis microestructural.....                            | 44        |
| 2.6       | Evaluación de las propiedades mecánicas.....              | 45        |
| 2.6.1     | Ensayo a flexión.....                                     | 45        |
| 2.6.2     | Extracción de núcleos.....                                | 46        |
| 2.6.3     | Ensayo a compresión.....                                  | 47        |
| <b>3.</b> | <b>ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....</b>            | <b>49</b> |
| 3.1       | Caracterización de los materiales.....                    | 49        |
| 3.1.1     | Cemento Portland.....                                     | 49        |
| 3.1.1.1   | Densidad.....   | 49        |
| 3.1.1.2   | Composición química.....                                  | 49        |
| 3.1.2     | Agregados.....  | 50        |
| 3.1.2.1   | Densidad y absorción.....                                 | 50        |
| 3.1.2.2   | Distribución granulométrica.....                          | 51        |

|  |            |
|--|------------|
| 3.1.3 Aditivo químico .....                                    | 52         |
| 3.1.3.1 Densidad .....   | 52         |
| 3.1.3.2 Contenido de sólidos.....                              | 52         |
| 3.1.4 Acero de refuerzo .....                                  | 52         |
| 3.1.4.1 Malla.....   | 52         |
| 3.1.4.2 Fibras .....   | 54         |
| 3.2 Elaboración de especímenes .....                           | 57         |
| 3.2.1 Diseño de mezcla .....                                   | 57         |
| 3.2.1.1 Optimización de aditivo .....                          | 57         |
| 3.3 Evaluación del efecto de los sulfatos en el concreto ..... | 58         |
| 3.3.1 Inspección visual.....                                   | 58         |
| 3.3.2 Análisis microestructurales .....                        | 65         |
| 3.4 Evaluación de las propiedades mecánicas.....               | 77         |
| 3.4.1 Ensayo a flexión .....                                   | 77         |
| 3.4.1.1 Curvas Carga – Deflexión .....                         | 77         |
| 3.4.1.2 Curvas Energía – Deflexión .....                       | 108        |
| 3.4.1.3 Clasificación de la tenacidad.....                     | 124        |
| 3.4.1.4 Patrones de agrietamiento .....                        | 127        |
| 3.4.2 Ensayo a compresión .....                                | 136        |
| 3.4.2.1 Gráficas de esfuerzo a compresión.....                 | 136        |
| <b>4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....</b>                  | <b>142</b> |
| <b>5. BIBLIOGRAFÍA .....</b>                                   | <b>145</b> |

## ÍNDICE DE TABLAS

|   |     |
|---|-----|
| Tabla 1.- Valores de energía requerida según el soporte del suelo [19].   | 12  |
| Tabla 2.- Tipo de sostenimiento para el índice Q [24].  | 14  |
| Tabla 3.- Parámetros iniciales de diseño.   | 34  |
| Tabla 4.- Proporcionamiento de las mezclas de concreto en kg/m <sup>3</sup> .   | 35  |
| Tabla 5.- Consideraciones para la nomenclatura de diseños de mezcla.  | 36  |
| Tabla 6.- Nomenclatura general para todos los diseños de mezcla.  | 37  |
| Tabla 7.- Composición química del cemento.  | 49  |
| Tabla 8.- Densidad y absorción de los agregados.  | 51  |
| Tabla 9.- Propiedades físicas de la malla de acero proporcionadas por el fabricante.  | 53  |
| Tabla 10.- Propiedades físicas de la malla de acero utilizada por Carrillo en su experimentación.   | 53  |
| Tabla 11.- Propiedades físicas de las fibras de acero proporcionadas por el fabricante.   | 54  |
| Tabla 12.- Propiedades físicas de las fibras de acero presentes en su respectiva ficha técnica.   | 56  |
| Tabla 13.- Valores óptimos de aditivo superplastificante.   | 58  |
| Tabla 14.- Resumen de resultados para la carga de ruptura (CR) y carga última (CU) de especímenes sometidos a degradación por Na <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> . | 106 |
| Tabla 15.- Resumen de resultados para la carga de ruptura (CR) y carga última (CU) de especímenes sometidos a degradación por MgSO <sub>4</sub> .               | 107 |
| Tabla 16.- Resumen de resultados para valores de energía (J) de especímenes sometidos a degradación por Na <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> .                       | 122 |
| Tabla 17.- Resumen de resultados para valores de energía (J) de especímenes sometidos a degradación por MgSO <sub>4</sub> .                                     | 123 |
| Tabla 18.- Nomenclatura de clasificación de la absorción de energía a 25 mm de deflexión.   | 125 |
| Tabla 19.- Clasificación de los diseños en función de la tenacidad obtenida para especímenes sometidos a degradación por Na <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> .      | 126 |



Tabla 20.- Clasificación de los diseños en función de la tenacidad obtenida para  
especímenes sometidos a degradación por  $MgSO_4$ . ..... 127

## ÍNDICE DE FIGURAS

|   |    |
|---|----|
| Figura 1.- Etapas involucradas en la falla de un elemento de concreto fibroreforzado [11].  | 7  |
| Figura 2.- Comportamiento del revestimiento de concreto en túneles (de arriba para abajo): sin refuerzo, con refuerzo continuo y refuerzo discontinuo [15]. | 8  |
| Figura 3.- Ejemplo de la curva carga-deflexión, así como la integración del área bajo la curva [2].   | 10 |
| Figura 4.- Ejemplificación del efecto de perforación de un perno en un revestimiento de concreto reforzado [20].  | 11 |
| Figura 5.- Guía de sostenimiento basado en el índice Q [23].  | 13 |
| Figura 6.- Área de contacto entre el agua subterránea y el concreto revestido [31].   | 17 |
| Figura 7.- Desprendimiento del concreto revestido en un túnel, debido a expansiones internas provocadas por sulfatos [25].                                  | 18 |
| Figura 8.- Matriz completa del diseño experimental.   | 28 |
| Figura 9.- Cemento Portland Ordinario 40 R.   | 29 |
| Figura 10.- Agregado grueso de 3/8 ' (sello).   | 30 |
| Figura 11.- Agregado fino No.4.   | 31 |
| Figura 12.- Malla de acero electrosoldada 66-1010.  | 33 |
| Figura 13.- Fibras de acero L33-55.   | 34 |
| Figura 14.- Consistencia de mezclas con 1 y 5 cc/kg de cemento.   | 36 |
| Figura 15.- Moldes de madera utilizados como cimbra.  | 38 |
| Figura 16.- Colocación de sistemas de refuerzo: a) Implementación de fibras, b) implementación de malla.  | 39 |
| Figura 17.- Enrase de superficie y acabado final.   | 40 |
| Figura 18.- a) Sellado de acrílico perimetral, b) Especímenes sometidos a exposición de sulfatos.   | 41 |
| Figura 19.- a) Patrón de orificios para muestreo, b) Recolección de muestras.   | 43 |
| Figura 20.- a) Rodaja resultado del corte a un núcleo, b) Muestra intervenida prismática final.   | 44 |

|  |    |
|--|----|
| Figura 21.- Configuración de ensayo a flexión.....   | 46 |
| Figura 22.- Zona de extracción de núcleos de concreto. ....  | 47 |
| Figura 23.- Configuración de ensayo a compresión.....  | 48 |
| Figura 24.- Difractograma de las fases del cemento.....  | 50 |
| Figura 25.- Distribución granulométrica de la combinación de agregados.....  | 51 |
| Figura 26.- Determinación de la densidad del aditivo. ....   | 52 |
| Figura 27.- Clasificación de las fibras de acero según su forma: a) gancho, b) recta, c) ondulada. ....  | 56 |
| Figura 28.- Consistencia de las mezclas en función de la variación del aditivo.  | 58 |
| Figura 29.- Inspección visual a 2 meses: a) Expuesto a $\text{Na}_2\text{SO}_4$ , b) Expuesto a $\text{MgSO}_4$ .....  | 60 |
| Figura 30.- Inspección visual a 4 meses: a) Expuesto a $\text{Na}_2\text{SO}_4$ , b) Expuesto a $\text{MgSO}_4$ .....  | 61 |
| Figura 31.- Inspección visual a 6 meses: a) Expuesto a $\text{Na}_2\text{SO}_4$ , b) Expuesto a $\text{MgSO}_4$ .....  | 63 |
| Figura 32.- Relieve generado en la pasta: a) Por $\text{Na}_2\text{SO}_4$ , b) Por $\text{MgSO}_4$ .....   | 64 |
| Figura 33.- Difractograma de muestras superficial a 2 meses: a) Producida por $\text{Na}_2\text{SO}_4$ , b) Producida por $\text{MgSO}_4$ .....  | 66 |
| Figura 34.- Difractograma de muestras superficial a 4 meses: a) Producida por $\text{Na}_2\text{SO}_4$ , b) Producida por $\text{MgSO}_4$ .....  | 68 |
| Figura 35.- Difractograma de muestras superficial a 2 meses: a) Producida por $\text{Na}_2\text{SO}_4$ , b) Producida por $\text{MgSO}_4$ .....  | 70 |
| Figura 36.- Microestructura de pastas a 2 meses: a) Producida por $\text{Na}_2\text{SO}_4$ , b) Producida por $\text{MgSO}_4$ . (CSH: Silicato de calcio hidratado, CH: Hidróxido de calcio, Y: Yeso.) ..... | 71 |
| Figura 37.- Microestructura de pastas a 4 meses producida por $\text{Na}_2\text{SO}_4$ con su respectivo análisis de EDS (CSH: Silicato de calcio hidratado, Y: Yeso.) .....                                 | 72 |
| Figura 38.- Microestructura de pastas a 4 meses producida por $\text{MgSO}_4$ con su respectivo análisis de EDS ( $\text{Mg}(\text{OH})_2$ : Hidróxido de Magnesio) .....                                    | 74 |
| Figura 39.- Microestructura de pastas a 6 meses: a) Producida por $\text{Na}_2\text{SO}_4$ , b) Producida por $\text{MgSO}_4$ . (E: Etringita, Y: Yeso, F: Fisura).....                                      | 75 |

|  |     |
|--|-----|
| Figura 40.- Fisuras presentes en la superficie de la pasta de concreto: a) Producida por $\text{Na}_2\text{SO}_4$ , b) Producida por $\text{MgSO}_4$ . | 76  |
| Figura 41.- Curvas carga-deflexión del diseño sin refuerzo para ambos ejemplares expuestos a $\text{Na}_2\text{SO}_4$ .                                | 78  |
| Figura 42.- Curvas carga-deflexión del diseño sin refuerzo para ambos ejemplares expuestos a $\text{MgSO}_4$ .   | 80  |
| Figura 43.- Curvas carga-deflexión del diseño reforzado con malla de acero para ambos ejemplares expuestos a $\text{Na}_2\text{SO}_4$ .                | 84  |
| Figura 44.- Curvas carga-deflexión del diseño reforzado con malla de acero para ambos ejemplares expuestos a $\text{MgSO}_4$ .                         | 87  |
| Figura 45.- Curvas carga-deflexión del diseño reforzado con 20 kg de fibras de acero para ambos ejemplares expuestos a $\text{Na}_2\text{SO}_4$ .      | 93  |
| Figura 46.- Curvas carga-deflexión del diseño reforzado con 20 kg de fibras de acero para ambos ejemplares expuestos a $\text{MgSO}_4$ .               | 97  |
| Figura 47.- Curvas carga-deflexión del diseño reforzado con 40 kg de fibras de acero para ambos ejemplares expuestos a $\text{Na}_2\text{SO}_4$ .      | 101 |
| Figura 48.- Curvas carga-deflexión del diseño reforzado con 40 kg de fibras de acero para ambos ejemplares expuestos a $\text{MgSO}_4$ .               | 104 |
| Figura 49.- Curvas energía-deflexión del diseño sin refuerzo para ambos ejemplares expuestos a $\text{Na}_2\text{SO}_4$ .                              | 110 |
| Figura 50.- Curvas energía-deflexión del diseño sin refuerzo para ambos ejemplares expuestos a $\text{MgSO}_4$ .                                       | 111 |
| Figura 51.- Curvas energía-deflexión del diseño reforzado con malla de acero para ambos ejemplares expuestos a $\text{Na}_2\text{SO}_4$ .              | 113 |
| Figura 52.- Curvas energía-deflexión del diseño reforzado con malla de acero para ambos ejemplares expuestos a $\text{MgSO}_4$ .                       | 114 |
| Figura 53.- Curvas energía-deflexión del diseño reforzado con 20 kg de fibras de acero para ambos ejemplares expuestos a $\text{Na}_2\text{SO}_4$ .    | 117 |
| Figura 54.- Curvas energía-deflexión del diseño reforzado con 20 kg de fibras de acero para ambos ejemplares expuestos a $\text{MgSO}_4$ .             | 118 |

|  |     |
|--|-----|
| Figura 55.- Curvas energía-deflexión del diseño reforzado con 40 kg de fibras de acero para ambos ejemplares expuestos a Na <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> ..... | 120 |
| Figura 56.- Curvas energía-deflexión del diseño reforzado con 40 kg de fibras de acero para ambos ejemplares expuestos a MgSO <sub>4</sub> .....               | 121 |
| Figura 57.- Patrones de agrietamiento de especímenes del diseño sin refuerzo. ....   | 129 |
| Figura 58.- Patrones de agrietamiento de especímenes del diseño reforzado con malla de acero. ....   | 131 |
| Figura 59.- Patrones de agrietamiento de especímenes del diseño reforzado con 20 kg de fibras de acero. ....   | 133 |
| Figura 60.- Patrones de agrietamiento de especímenes del diseño reforzado con 40 kg de fibras de acero. ....   | 135 |
| Figura 61.- Gráfica de esfuerzo a compresión para especímenes sujetos a exposición a Na <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> .....                                     | 138 |
| Figura 62.- Gráfica de esfuerzo a compresión para especímenes sujetos a exposición a MgSO <sub>4</sub> . ....  | 140 |

# **CAPÍTULO 1**

## **INTRODUCCIÓN**

### **1.1 Generalidades**

En la ejecución de proyectos de construcción subterráneos es de suma importancia considerar la estabilización y el revestimiento de las estructuras, debido a la presencia de altos esfuerzos y deformaciones que se distribuyen en la sección perimetral alrededor de las excavaciones [1].

El concreto es el material más utilizado como revestimiento en estructuras subterráneas, no obstante, es de suma importancia considerar que en algunas ocasiones las condiciones de soporte de carga del concreto nos son suficientes, por lo que es necesario mejorar la capacidad de sostenimiento mediante el uso de pernos de anclaje en la superficie rocosa, así como el empleo de un refuerzo con malla de acero electrosoldada y/o fibras de acero [2].

Por otro lado, el concreto utilizado en estructuras subterráneas y estabilización de túneles, es susceptible a diferentes formas de ataques físicos y químicos que afectan su durabilidad, como lo hacen propiamente los sulfatos. Esta degradación del material puede afectar directamente la durabilidad del revestimiento y poner en peligro la integridad del interior de la construcción.

Es por ello que, esta investigación pretende evaluar el comportamiento a flexión en paneles de concreto que contemplan sistemas de refuerzo de manera continua mediante malla electrosoldada y de manera discontinua, a través del empleo de fibras de acero, lo que modela el típico efecto de la perforación de un

perno en el revestimiento de una construcción subterránea, descripción que se justifica y ejemplifica a detalle en futuros capítulos del presente documento. Así mismo llevar a cabo la degradación de estos paneles mediante el empleo de sulfatos de sodio ( $\text{Na}_2\text{SO}_4$ ) y de magnesio ( $\text{MgSO}_4$ ), los cuales se presentan comúnmente en aguas subterráneas e intervienen en la degradación del revestimiento de concreto.

## **1.2 El concreto como revestimiento en construcciones subterráneas**

El material más habitual utilizado como revestimiento en construcciones subterráneas es el concreto, el cual se define como la mezcla de un aglutinante, materiales de relleno (agregados), agua y en ocasiones aditivos, que al mezclarse lo más homogéneamente posible, tienen la capacidad fraguar y endurecer formando un sólido, que con el paso del tiempo resiste elevados esfuerzos de compresión [3]. Es diseñado de acuerdo a normas establecidas para fines que se requieren en un proyecto constructivo determinado y con las características de economía, facilidad de colocación, velocidad de fraguado y apariencia adecuada [4].

El revestimiento cumple su función a manera de barrera protectora ante el intemperismo, así como elemento estabilizador que sostiene y persevera de forma permanente una excavación subterránea. Para llevar a cabo sus funciones, este recubrimiento debe ser sólido, compacto, impermeable, de espesor suficiente y con una superficie duradera [5].

Estos revestimientos se componen típicamente de elementos de concreto prefabricado o colados en sitio y tienen la garantía de proporcionar una

infraestructura subterránea duradera y estructuralmente sólida. Sin embargo, presentan una enorme desventaja, la dificultad de instalación durante la fase de excavación en la construcción de túneles. Este sistema requiere encofrados y ensamblajes que simplemente no se pueden emplear en aberturas de túneles donde la preocupación inmediata es garantizar una excavación segura y estable [6].

Por otro lado, una alternativa de solución a esta limitante es la manera de aplicar el concreto, lo cual da lugar a la aplicación de concreto lanzado. El comité ACI 506R [2] establece que el concreto lanzado es un concreto proyectado neumáticamente a una gran velocidad contra una superficie. Y aunque este material se utiliza en diversos trabajos en el ámbito de la construcción, las principales aplicaciones son la estabilización de la construcción subterránea de minas y galerías, así como el revestimiento de túneles y estabilización de taludes [7].

Por tanto, el concreto lanzado es el material óptimo para la estabilización y revestimientos de superficies excavadas que no son lo suficientemente estables, ya que proporciona un soporte terrestre temprano y eficaz, y por ende, genera un medio de control necesario para la construcción segura, viable y económica ante una amplia gama de condiciones geológicas [8].

Así mismo, se establece que el concreto lanzado actúa de tres formas distintas [8]:

- Como agente sellador para evitar el deterioro de la roca.



- Como miembro para sostener la roca suelta o el suelo entre anclajes de roca o conjuntos de soporte de arco.
- Como un arco de concreto cuando este se aplica en capas con un espesor mayor a 75 mm.

Es de suma importancia mencionar que en algunas ocasiones las condiciones de soporte de carga del concreto nos son suficientes, por lo que es necesario mejorar la capacidad de soporte empleando pernos de anclaje en la superficie rocosa [2].

### **1.3 Tipos de refuerzo en el concreto revestido**

En las construcciones subterráneas se presentan desplazamientos por parte del macizo rocoso que se encuentra en la parte superior y a los costados de las excavaciones. Esto genera esfuerzos a tensión en el revestimiento de concreto y debido al compartimiento frágil base cemento de este material, se genera un agrietamiento en el recubrimiento y posteriormente surge un desprendimiento de concreto en algunas zonas del túnel [9].

Dado el fenómeno mencionado anteriormente, es necesario aplicar un refuerzo al concreto para contrarrestar su comportamiento frágil y mejorar su resistencia a la tensión y capacidad de deformación [10].

#### **1.3.1 Malla de acero electrosoldada (refuerzo continuo)**

La malla de acero electrosoldada rígida es el refuerzo tradicional utilizado en el revestimiento de túneles subterráneos [8]. Normalmente es de 3 a 6 kg/m<sup>2</sup> y contiene aberturas cuadradas de 100 x 100 mm o 150 x 150 mm.

Es un material que le brinda al concreto lanzado la garantía de soportar esfuerzos a tensión que se presenten en el espesor del revestimiento debido al desplazamiento del suelo. Sin embargo, existen algunas críticas por parte de algunos expertos en el área del concreto lanzado, ya que establecen que la malla al no adherirse por completo a la superficie rocosa irregular, la cantidad de concreto aplicada en algunas zonas aumenta, debido a que se tiene que recubrir por completo el acero. Por otro lado, estipulan que se prolonga el tiempo de ejecución de obra debido a la necesidad de colocación y sujeción por medio de pernos y anclajes [8].

### **1.3.2 Fibras de acero (refuerzo discontinuo)**

Otro refuerzo alternativo al concreto y el más usado en la actualidad son las fibras de acero. El comité ACI 544 del Instituto Americano del Concreto [11], define a estas fibras como filamentos cortos, de longitudes discretas de acero, lo suficientemente pequeñas que permitan tener una dispersión lo más homogénea posible al ser adicionadas a mezclas de concreto.

Debido a que las fibras actúan en el concreto como supresores de grietas, se activan inmediatamente cuando se presenta la fisuración generada por cargas externas, lo cual permite que, al momento de la falla del concreto, estas comiencen a tensarse entre sí, propiciando que el revestimiento de concreto tenga un mejor comportamiento [12,13].

La implementación de fibras de acero al concreto como refuerzo, proporciona varias ventajas, entre las cuales se destaca [14]:

- Ahorro en tiempo, mano de obra y reducción de materiales.
- Aumento de la resistencia a la tracción de la matriz, mejorando así la resistencia a la flexión del concreto.
- El mecanismo de puenteo de grietas y su tendencia a redistribuir las tensiones de manera uniforme debido a su distribución aleatoria en toda la matriz, contribuyendo a la resistencia posterior al agrietamiento y restricción de las grietas en el concreto.
- Aumento de la ductilidad, así como la tenacidad en el concreto.
- Tendencia a generar una mayor durabilidad, en contraste con el acero de refuerzo.

Existen algunas etapas involucradas en la falla del comportamiento de una fibra dentro de la matriz cementante, las cuales se muestran esquemáticamente en la figura 1 y se enlistan a continuación [11]:

- 1) Formación de grietas en la matriz
- 2) Desunión y deslizamiento entre fibra y matriz
- 3) Unión de ambas partes de la matriz por medio de la fibra
- 4) Deslizamiento de la fibra por fricción, deformación de anclaje y extracción
- 5) Ruptura potencial de la fibra bajo tensión

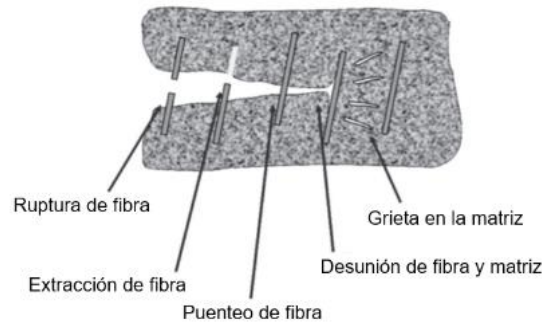


Figura 1.- Etapas involucradas en la falla de un elemento de concreto fibroreforzado [11].

Cabe señalar que las fibras deben ser de alambre de acero estirado en frío con bajo contenido de carbono, tipo I, doblado o deformado, con una resistencia mínima a la tensión de 1100 MPa, una longitud mínima de entre 25 y 35 mm y una relación de aspecto mínima de 40. Además, se utilizan típicamente en el concreto lanzado en una proporción de 20 a 60 kg/m<sup>3</sup>. Así mismo, considerar que este refuerzo debe de estar libre de aceite, grasa, corrosión u otros contaminantes antes de su aplicación [8].

### 1.3.2.1 Aspectos a considerar de las fibras

Uno de los aspectos más importantes a considerar es el mecanismo de anclaje de fibra en el concreto, así como la geometría que presenta este refuerzo, ya que propician mejoras significativas en la tenacidad y rendimiento general del concreto [11].

Otra característica muy importante que se debe tomar en cuenta es la relación de aspecto (longitud / diámetro). Típicamente, para la misma dosificación de un diseño de mezcla de concreto, conforme aumenta la relación de aspecto de la fibra, de igual manera lo hace el rendimiento de este material compuesto [11].

### 1.3.3. Comportamiento del refuerzo

A pesar de que los principios del refuerzo utilizados en el concreto como revestimiento en obras subterráneas en términos generales, son los mismos tanto para la malla de acero electrosoldada, como para las fibras de acero, existen algunas características que los diferencian entre sí.

El número de grietas producidas por el refuerzo de acero con malla (continuo) tiende a ser menor, pero con un ancho mayor respecto al que presenta el concreto reforzado con fibras, lo que lleva a una disminución de la durabilidad. Por otro lado, las fibras de acero permiten reducir el ancho de fisuración [15]. Este fenómeno se observa claramente en la figura 2.

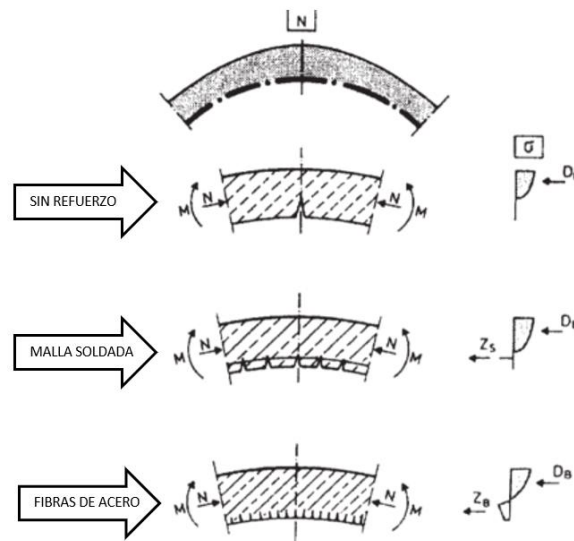


Figura 2.- Comportamiento del revestimiento de concreto en túneles (de arriba para abajo): sin refuerzo, con refuerzo continuo y refuerzo discontinuo [15].

La ventaja de las fibras sobre el refuerzo convencional es que se distribuyen aleatoriamente y son discontinuas a lo largo de toda la estructura del revestimiento del túnel, permitiendo un refuerzo uniforme que redistribuye los

esfuerzos de tensión, produciendo una mayor cantidad de micro fisuras distribuidas uniformemente de profundidad limitada [16].

Las fibras de acero también transforman el concreto en un material altamente dúctil, dando al revestimiento una mayor capacidad de carga después del agrietamiento inicial a través de la redistribución efectiva de la carga, aumentando así la seguridad de la estructura durante la construcción [17].

#### **1.4 Absorción de energía en el concreto reforzado**

Es importante conocer el propósito del refuerzo en la aplicación de concreto lanzado en construcciones subterráneas. En el soporte de roca existe la posibilidad de que se presenten constantes cargas y deformaciones inesperadas, así que el mejor margen de seguridad se logra mediante la mayor absorción de energía posible en la capa de concreto.

La absorción de energía es la propiedad del concreto que es mayormente beneficiada debido al refuerzo discontinuo. Esta propiedad puede ser determinada mediante ensayos de tracción directa, ensayos de flexión en vigas, así como en paneles de concreto reforzado [11,18].

Cabe señalar que únicamente se hace mención de las diferentes maneras con las cuales es posible determinar la absorción de energía, sin embargo, en esta investigación únicamente se hace énfasis en el ensayo a flexión biaxial en paneles de concreto reforzados, ya que es uno de los temas principales de esta investigación y es el resultado del esfuerzo a flexión presentado en dos

direcciones simultáneamente a consecuencia de la aplicación de la carga al centro superior y apoyo perimetral sujeto debajo de los especímenes ensayados.

#### 1.4.1 Evaluación del comportamiento a flexión en paneles

Este método de prueba se rige bajo la norma europea EN 14488-5 [19] y determina la resistencia a la flexión del concreto fibroreforzado expresada como absorción de energía en el rango posterior a la fisuración del concreto, usando paneles cuadrados apoyados en un marco y sometidos a una carga puntual en el centro. El desempeño de los paneles ensayados por este método se cuantifica en términos de la energía absorbida por la muestra, equivalente al área bajo la curva de carga-deflexión entre el inicio de la carga y una deflexión central [2,12]. Un claro ejemplo de esta curva, así como su energía absorbida, se puede apreciar claramente en la figura 3.

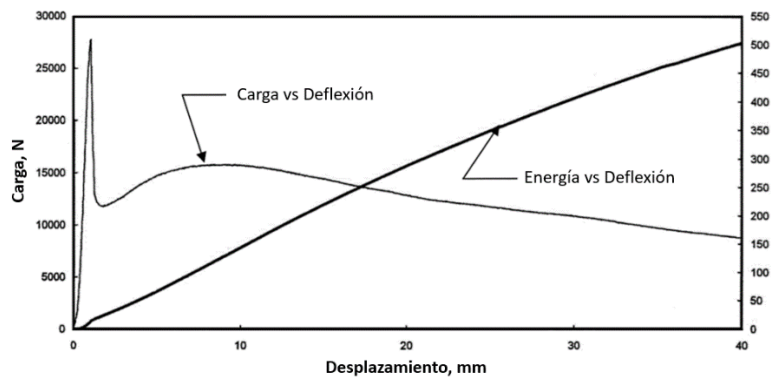


Figura 3.- Ejemplo de la curva carga-deflexión, así como la integración del área bajo la curva [2].

El ensayo está diseñado para modelar de manera más realista a una escala de laboratorio, el comportamiento estructural del sistema de concreto lanzado con perno de anclaje bajo carga de flexión biaxial y cortante [20]. Esto modela el típico

efecto de perforación de un perno de roca en el revestimiento de concreto lanzado de un túnel subterráneo (figura 4).

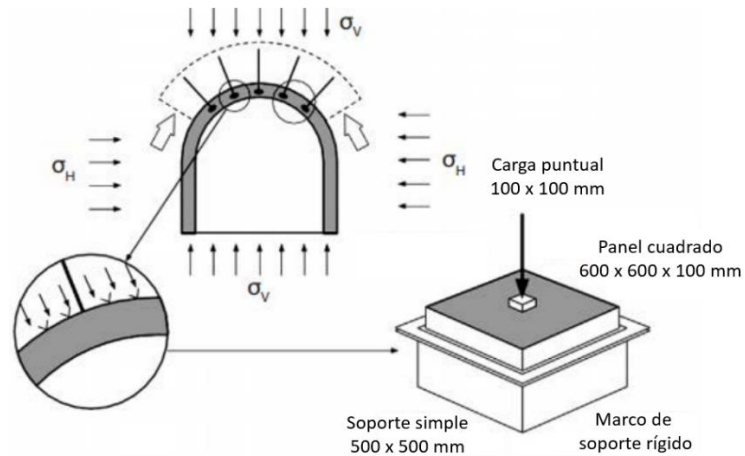


Figura 4.- Ejemplificación del efecto de perforación de un perno en un revestimiento de concreto reforzado [20].

En este tipo de prueba se pueden ensayar y comparar diferentes sistemas de refuerzo y establecer criterios de rendimiento para diferentes tipos de túneles y condiciones del terreno [20,21]. Además, la prueba del panel es mucho más apropiada que la prueba de la viga para determinar el rendimiento del concreto reforzado con fibras de acero (CRFA), debido a que:

- Un panel corresponde mucho mejor con un revestimiento de túnel real que una viga. Además, el soporte del panel en los cuatro apoyos simula la continuidad del revestimiento de concreto lanzado.
- Las fibras de acero actúan al menos en dos direcciones y no solo en una (como lo es en vigas).
- El CRFA se puede comparar muy fácilmente con un concreto reforzado con malla para ser probado de la misma manera.



#### 1.4.1.1 Clasificación de la tenacidad

La estimación del valor de la absorción de energía de algún material puede ser bastante útil para fines de diseño, ya que se puede determinar el consumo de energía necesario para que un elemento estructural falle y con ello evitar un colapso por parte de este elemento [11].

En la tabla 1 se presentan los principales criterios de absorción de energía determinados por ensayos llevados a cabo en paneles cuadrados a una deflexión de 25 mm, que se deben tomar en cuenta al diseñar revestimientos de concreto, según el contexto geológico y geotécnico [19].

Tabla 1.- Valores de energía requerida según el soporte del suelo [19].

| <b>Nivel de soporte del suelo</b> | <b>Clasificación de la tenacidad</b> | <b>Absorción de energía (Joules)</b> |
|-----------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|
| Bajo                              | a.- E500                             | 500                                  |
| Moderado                          | b.- E700                             | 700                                  |
| Alto                              | c.- E1000                            | 1000                                 |

#### 1.4.1.2 Tenacidad como categoría de sostenimiento (índice Q)

En la ingeniería de túneles y construcciones subterráneas se realizan clasificaciones geomecánicas que tienen como propósito determinar la calidad de un macizo rocoso de manera cuantitativa, las condiciones en las que se encuentra, así como sus propiedades, para con ello, proveer su comportamiento frente a una excavación a futuro y generar una propuesta para el tipo de sostenimiento que se requiera [22].

Barton y cols. [23] desarrollaron un sistema de clasificación de macizos rocosos denominado índice Q, con el cual se determina de manera cuantitativa su calidad.

Este se encuentra en función de tres parámetros que son medidas aproximadas de:

1. El tamaño de los bloques ( $RQD/J_n$ )
2. La resistencia a cortante entre bloques ( $J_r / J_a$ )
3. Estado tensional del macizo rocoso ( $J_w / SRF$ )

Así mismo para relacionar el índice de Q en construcciones subterráneas, introdujeron una magnitud cuantitativa denominada “De”, dimensionamiento que se obtiene mediante la relación ancho, diámetro o altura de túnel respecto al valor ESR que conlleva al uso que le será asignado a la excavación.

Posteriormente propusieron una guía de sostenimiento en función de los parámetros Q y De, para diferentes calidades de macizos rocosos, en las que incluyeron al concreto lanzado y concreto lanzado fibroreforzado (No. del 3 al 7 de derecha a izquierda, figura 5).

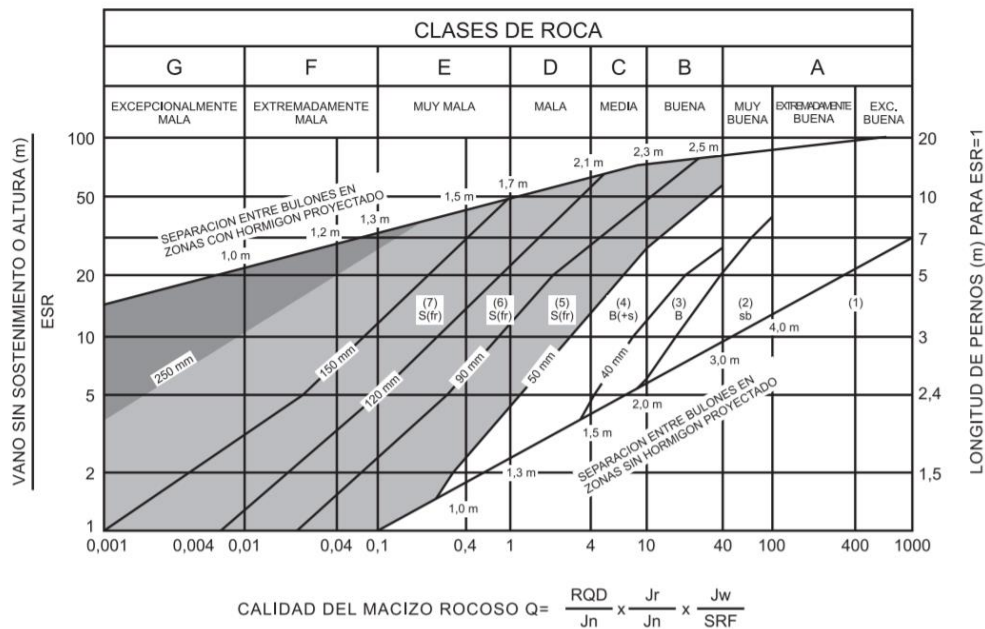


Figura 5.- Guía de sostenimiento basado en el índice Q [23].

Años más tarde, Bernard [24] estableció una correlación con los resultados obtenidos de pruebas de pánel de concreto fibroreforzados bajo la norma europea EN 14488-5, respecto a los requisitos de absorción de energía y el soporte de roca requerido por el planteamiento de Barton. Esto se puede observar en la tabla 2.

Tabla 2.- Tipo de sostenimiento para el  ndice Q [24].

| No. | Sostenimiento  |
|-----|--|
| 1   | Sin sostenimiento.   |
| 2   | Pernos localizados.  |
| 3   | Anclaje sistemático y concreto lanzado con espesor de 5 a 6 cm de espesor, reforzado con fibras.         |
| 4   | Concreto lanzado con espesor de 6 a 9 cm, reforzado con fibras y anclaje <b>(E500 Joules)</b> .          |
| 5   | Concreto lanzado con espesor de 9 a 12 cm, reforzado con fibras y anclaje <b>(E700 Joules)</b> .         |
| 6   | Concreto lanzado con espesor de 12 a 15 cm, reforzado con fibras, malla y anclaje <b>(E700 Joules)</b> . |
| 7   | Concreto lanzado con espesor >15 cm, reforzado con fibras, malla y anclaje <b>(E1000 Joules)</b> .       |
| 8   | Arcos reforzados de concreto armado.   |
| 9   | Evaluación especial.   |

Por tanto, existe la posibilidad de establecer un sistema de sostenimiento de concreto fibroreforzado bajo el requerimiento de tenacidad en construcciones subterráneas, bajo el  ndice Q establecido por Barton.

## **1.5 Aspectos de durabilidad del concreto en construcciones subterráneas**

El concreto utilizado en estructuras subterráneas y estabilización de túneles, es susceptible a diferentes formas de ataques físicos y químicos que afectan su durabilidad [25].

La degradación de este material puede afectar directamente la durabilidad del revestimiento y poner en peligro la integridad del interior de la construcción. La razón de esto se basa en el hecho de que el concreto lanzado está en contacto directo con la roca circundante y el agua que se filtra hacia la construcción subterránea. Este, mientras se encuentra en buenas condiciones, actúa como barrera protectora contra la penetración de iones potencialmente agresivos, como los son los sulfatos [25].

### **1.5.1 Agua subterránea**

Se considera agua subterránea a toda aquella agua que se encuentra por debajo de la superficie terrestre y que, a grandes rasgos, representa una fracción importante de masa de agua en todo el planeta tierra. Este tipo de agua se origina a partir de la filtración de agua superficial que penetra a través de estratos porosos y permeables que circulan lentamente, hasta alcanzar su zona de equilibrio en zonas llamadas acuíferos [26].

Un acuífero es el conjunto de estratos geológicos que son capaces de generar un flujo considerable de agua en planos inclinados y verticales, por medio de una suficiente porosidad y permeabilidad de sus capas [26].

Una vez filtrada el agua, esta puede sufrir cambios drásticos en cuanto a su composición, derivado de interacciones que pueden ser tanto físicas, químicas y/o biológicas, respecto al medio de contacto [27].

En cuanto a su composición química, destacan los constituyentes mayoritarios, entre los que se encuentran bicarbonatos, cloruros, sulfatos y nitratos. Así como elemento tales como el calcio, magnesio, sodio y potasio [28].

#### **1.5.1.1 Ion sulfato**

Específicamente el ion sulfato se origina a consecuencia de la oxidación de los sulfuros que se encuentran divididas tanto en rocas ígneas como sedimentarias, del lavado de terrenos en ambientes marinos, degradación de productos y sustancias orgánicas, entre algunas otras [29].

En aguas dulces la concentración normal de sulfatos puede variar entre 2 y 150 mg/l. En aguas salinas, asociado al calcio, puede llegar a 5,000 mg/l. Asociado con magnesio y sodio, en salmueras, puede alcanzar hasta 200 000 mg/l [29].

#### **1.5.2 Ataque por sulfatos**

El ataque por sulfatos al concreto ocurre como resultado de la interacción entre los sulfatos de sodio, potasio, calcio o magnesio de origen natural que se encuentran en el suelo o disueltos en el agua subterránea, y el concreto utilizado en construcciones subterráneas (figura 6). Las fallas geológicas naturales en el macizo y el agrietamiento provocados por las voladuras de dinamita, fragmentan los mantos impermeables y son el camino de entrada para las filtraciones de agua [30,31].

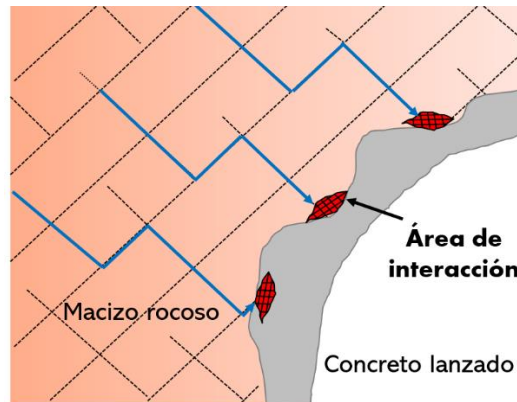


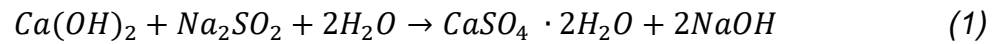
Figura 6.- Área de contacto entre el agua subterránea y el concreto revestido [31].

Este daño por sulfatos es reconocido como una de las principales causas de deterioro del concreto y se ha informado en muchas partes del mundo durante más de varias décadas [32].

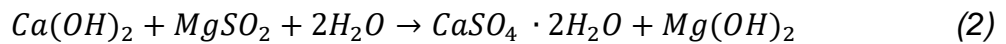
La degradación por sulfatos en el revestimiento de concreto lanzado puede sufrir una reducción de resistencia y apariencia astillada o quebradiza después de un período prolongado, lo que conlleva a una menor fiabilidad en cuestión de seguridad de la estructura del túnel después de la degradación [33].

El ataque por sulfatos es un proceso complicado que aún no está comprendido del todo, en el cual intervienen procesos químicos y físicos. En el proceso químico los sulfatos reaccionan con el hidróxido de calcio para formar yeso, y este a su vez reacciona con el aluminato tricálcico ( $C_3A$ ) formando etringita. Este mecanismo reduce el pH del concreto y genera alteraciones en la matriz cementante. Y por otra parte, en el proceso físico el yeso generado así como la etringita, propician un aumento de volumen, induciendo a deformaciones internas expansivas en el concreto, dando lugar a la formación de grietas o pequeñas fisuras [34].

Los principales sulfatos que intervienen en la degradación del concreto son el de sodio y magnesio. En lo que respecta al sulfato de sodio ( $\text{Na}_2\text{SO}_4$ ), este reacciona con la portlandita para formar yeso, liberando así iones de  $\text{Na}^+$  y  $\text{OH}^-$  (ecuación 1) [25].



Por otro lado, el sulfato de magnesio ( $\text{MgSO}_4$ ) descompone el gel de CSH y reacciona con los aluminatos y la portlandita, formando yeso, brucita y gel de silicato de magnesio (M-S-H). A medida que se forma la brucita, el pH disminuye en la matriz del concreto debido a un intercambio aniónico, por lo que el  $\text{OH}^-$  se elimina de la solución de los poros y se precipita en brucita, por tanto, el  $\text{SO}_4^{2-}$  entra en la matriz (ecuación 2) [25].



En consecuencia, debido al aumento de volumen que resulta de la formación de yeso y etringita (en algunos casos hasta el doble), este tipo de ataque generalmente conduce a la expansión, agrietamiento, pérdida de resistencia y finalmente la desintegración en ciertas zonas del revestimiento de concreto (figura 7) [25].



Figura 7.- Desprendimiento del concreto revestido en un túnel, debido a expansiones internas provocadas por sulfatos [25].

Entre los principales factores que afectan en gran medida la intensidad y velocidad del ataque por sulfatos al concreto, se encuentran [35]:

- El tipo de cemento
- El tipo y la concentración del sulfato
- La calidad del concreto
- Las condiciones ambientales de exposición

## **1.6 Antecedentes**

Debido a la importancia de la tenacidad en el revestimiento de concreto reforzado utilizado en estructuras subterráneas, se han realizado algunas investigaciones para determinar la influencia del refuerzo en el comportamiento a flexión biaxial que modela el típico efecto de la perforación de un perno en el revestimiento de concreto lanzado.

Tal es el caso de Barros [36], que realizó un estudio experimental en paneles de concreto lanzado utilizando como refuerzo adiciones de 25, 30 y 35 kg/m<sup>3</sup> de fibras de acero, así como un cuarto diseño reforzado con malla de acero electrosoldada (cuadros 100x100 mm y  $\varnothing$  de 3 mm). De los resultados obtenidos en esta investigación, se concluye que los paneles reforzados con 25 y 30 kg/m<sup>3</sup> de fibras no presentaron diferencia drástica en cuanto a valores de tenacidad, y prácticamente igualaban los valores que se obtuvieron al utilizar el refuerzo con malla. Por otro lado, el aumento del volumen de fibras de acero en los paneles mostró una influencia estupenda en la tenacidad, ya que en el diseño en el cual



se utilizaron  $35 \text{ kg/m}^3$  se obtuvo un aumento del 116% en comparativa al promedio de los demás diseños.

Así mismo, Ding y cols. [37] realizaron un estudio para determinar la tenacidad a edades tempranas en paneles de concreto lanzado reforzados con malla de acero electrosoldada (cuadros de  $100 \times 100 \text{ mm}$  y  $\varnothing$  de  $6 \text{ mm}$ ), y distintos volúmenes de fibras de acero:  $20$ ,  $40$  y  $60 \text{ kg/m}^3$  respectivamente. Los resultados de la investigación determinaron que la evaluación realizada a  $10$  horas, el diseño en el cual se empleó refuerzo continuo se vio perjudicado en cuanto al desempeño a flexión biaxial. Sin embargo, al realizar el ensayo a  $48$  horas el diseño con refuerzo continuo mostró un comportamiento de mejora considerable, ya que superaba al diseño realizado con  $20 \text{ kg/m}^3$  de fibra, y generaba un comportamiento similar al diseño con refuerzo continuo intermedio (el correspondiente a  $40 \text{ kg/m}^3$ ). De igual manera, en este estudio se vio reflejado la mejora de absorción de energía conforme al aumento del volumen de fibras de acero. Por último, cabe destacar que la falla presentada por el panel con refuerzo continuo fue prácticamente por punzonamiento, mientras que los paneles con refuerzo continuo, mostraron una falla considerable a flexión biaxial, con un poco grado de punzonamiento.

Por su parte, Cengiz y cols. [38] realizaron una investigación para determinar la flexión en paneles de concreto lanzado utilizando cuatro tipos de refuerzo: fibras de acero ( $35$  y  $50 \text{ kg/m}^3$ ), fibras de polipropileno ( $7$  y  $10 \text{ kg/m}^3$ ), refuerzo híbrido entre ambos tipos de fibras ( $7$  y  $10 \text{ kg/m}^3$ ) y malla de acero electrosoldada (cuadros de  $150 \times 150 \text{ mm}$  y  $\varnothing$  de  $6 \text{ mm}$ ). Los resultados a flexión biaxial arrojaron

un comportamiento excepcional por parte del diseño con refuerzo continuo, mostrando un área bajo la curva fuerza-deflexión mayor que los diseños con refuerzo discontinuo. No obstante, es de reconocer que existió un efecto sinérgico en el diseño con refuerzo discontinuo híbrido en comparación al empleo de fibras por separado.

Por otro lado, referente a los aspectos de durabilidad, de antemano se sabe que el ataque por sulfatos al concreto es una de las principales patologías que se presentan en construcciones subterráneas. Y aunque se carece de investigaciones previas del comportamiento a flexión biaxial en paneles expuestos a degradación por sulfatos, a continuación, se hace mención de algunas investigaciones referentes al ataque externo por sulfatos en mortero y concreto bajo inmersión parcial y total en concentraciones de sulfato de sodio y magnesio.

Amoudi [39] realizó un estudio experimental para determinar el mecanismo de degradación en especímenes de mortero generado por el ataque bajo inmersión de sulfatos de sodio y magnesio en una concentración al 2.1%. Los resultados de este estudio determinaron que el comportamiento a compresión del mortero bajo ambos ambientes de degradación fue muy similar hasta aproximadamente el día 100, ya que posteriormente la solución de  $MgSO_4$  mostró ser más agresiva que la percibida en la solución de  $Na_2SO_4$ .

Por su parte, Zheng y cols. [40] realizaron una investigación exhaustiva sobre el mecanismo de daño del concreto bajo ataque de sulfatos y ciclos de humedecido y secado, en condiciones ambientales de degradación que incluyeron el 10% de

$\text{Na}_2\text{SO}_4$  y 10%  $\text{MgSO}_4$  de soluciones (en masa), respectivamente. Los resultados mostraron que la resistencia del concreto en el ambiente en solución de  $\text{MgSO}_4$  fue mayor que en el ambiente en solución de  $\text{Na}_2\text{SO}_4$  durante todo el ciclo de degradación (300 días). Esto significa que el  $\text{Na}_2\text{SO}_4$  proporciona una degradación por sulfato más severa para deteriorar el concreto en comparación con el  $\text{MgSO}_4$ . La razón es que la expansión cristalina causada por el  $\text{Na}_2\text{SO}_4$  es más significativa.

Así mismo, Zhao y cols. [41] en su investigación sumergieron total y parcialmente especímenes de concreto en soluciones de sulfato de sodio y magnesio durante un lapso de 12 meses. Los resultados obtenidos determinaron que la degradación de las muestras parcialmente expuestas fue más severa que la presentada en muestras completamente sumergidas, esto debido a la influencia del ataque de cristalización cerca del nivel del líquido. Así mismo, la solución de  $\text{Na}_2\text{SO}_4$  mostró ser más agresiva en comparación con  $\text{MgSO}_4$ , ya que la evaluación de la resistencia a compresión se mostró más perjudicada. Por último, es de suma importancia señalar que la microestructura y las fases minerales debido a la degradación por ataque de sulfato en el concreto se observaron productos de reacción como etringita y yeso.

## **1.7 Ámbito de estudio**

### **1.7.1 Justificación**

El concreto es el material más usado en construcciones subterráneas para soportar y revestir el macizo rocoso mediante su aplicación proyectada. Sin embargo, debido a la carencia que sostiene para soportar elevados esfuerzos a

tensión, es necesario implementar un sistema de refuerzo que le aporte mayor tenacidad y ductilidad al material.

En obras subterráneas existen desplazamientos que se generan por parte del subsuelo y que ocasionan esfuerzos a tensión en el revestimiento de concreto. Es por ello que este material compuesto debe prever la garantía de soportar una capacidad de carga posterior al agrietamiento y salvaguardar la integridad de la estructura.

No obstante, a pesar del excepcional comportamiento mecánico que presenta el concreto reforzado, este no se abstiene de presentar patologías debido a las condiciones ambientales presentes en obras subterráneas. Tal es el caso del ataque por sulfatos, el cual es uno de los principales factores que provocan el deterioro de las estructuras por expansión y que es común encontrarlos en la humedad del suelo y aguas subterráneas.

Este mecanismo de degradación por sulfatos reduce el pH del concreto generando alteraciones en la matriz cementante, lo que a su vez influye directamente en la disminución de resistencia del revestimiento bajo esfuerzos a flexión, cortante y compresión presentes en la sección perimetral alrededor de las excavaciones, comprometiendo así la integridad de la estructura subterránea.

Por tal motivo, esta investigación pretende evaluar el efecto de la degradación por sulfatos de sodio ( $\text{Na}_2\text{SO}_4$ ) y de magnesio ( $\text{MgSO}_4$ ), en el comportamiento a flexión biaxial en paneles de concreto que contemplan sistemas de refuerzo de manera continua mediante malla de acero electrosoldada y de manera

discontinua, a través del empleo de fibras de acero, lo que modela el típico efecto de la perforación de un perno en el revestimiento de una construcción subterránea.

### **1.7.2 Hipótesis**

El refuerzo discontinuo mediante fibras de acero embebidas en la matriz de paneles de concreto sujetos a degradación por sulfatos de sodio ( $\text{Na}_2\text{SO}_4$ ) y de magnesio ( $\text{MgSO}_4$ ), permitirá controlar adecuadamente el agrietamiento, mostrando un mejor comportamiento a flexión biaxial en comparación con el refuerzo continuo proporcionado por la malla de acero electrosoldada.

### **1.7.3 Objetivos**

#### **1.7.3.1 Objetivo general**

Evaluar el efecto de la degradación por sulfatos de sodio ( $\text{Na}_2\text{SO}_4$ ) y de magnesio ( $\text{MgSO}_4$ ), en el control de agrietamiento y el comportamiento a flexión biaxial en paneles de concreto con refuerzo discontinuo mediante fibras de acero y continuo a través de malla de acero electrosoldada.

#### **1.7.3.2 Objetivos específicos**

- Determinar las propiedades de los materiales utilizados en la investigación a través de las distintas técnicas de caracterización, para efectuar óptimos diseños de mezcla.
- Fabricar los paneles de concreto mediante la elaboración las mezclas de concreto de referencia, con refuerzo continuo mediante malla de acero electrosoldada de 150x150 mm y  $\varnothing$  de 3 mm y refuerzo discontinuo utilizando volúmenes de fibras de acero de 20 y 40  $\text{kg/m}^3$ .

- Determinar los valores de absorción de energía por medio de la evaluación del comportamiento a flexión biaxial de cada uno de los paneles de concreto elaborados.
- Examinar los patrones de fisura en paneles de concreto ensayados a flexión, derivados del control de agrietamiento ejercido por cada sistema de refuerzo y degradación de sulfato implementado.
- Identificar la solución de sulfato más agresiva a edades de exposición a la degradación entre 2, 4 y 6 meses respectivamente, mediante la evaluación de la pérdida de resistencia a compresión en núcleos de concreto.
- Evaluar los cambios en la microestructura y la composición de fases de muestras de paneles ensayados, a través de las técnicas de caracterización DRX, MEB y EDS, conforme al tiempo de exposición a la degradación por sulfatos.

## **CAPÍTULO 2**

### **METODOLOGÍA EXPERIMENTAL**

De acuerdo con los objetivos establecidos en la investigación, la metodología experimental fue orientada a investigar el efecto del sulfato de sodio y de magnesio en el comportamiento a flexión biaxial, en páneces que contemplan sistemas de refuerzo de manera continua usando mallas de acero electrosoldada y un refuerzo discontinuo usando fibras de acero. Por tal motivo el trabajo general de la experimentación se dividió en cinco etapas, las cuales se enlistan a continuación:

- a) Caracterización de los materiales
- b) Elaboración de especímenes
- c) Exposición de especímenes en ambiente sulfatado
- d) Evaluación de las propiedades mecánicas
- e) Evaluación del efecto de los sulfatos en el concreto

#### **2.1 Diseño experimental**

Para la elaboración del diseño experimental se contemplaron 4 diferentes variables en función del tipo de refuerzo que se le aplicaron a los especímenes.

El primero de ellos debido a que fue la mezcla de referencia no se le aplicó refuerzo alguno. El segundo fue reforzado de manera continua con una malla de acero electrosoldada con cuadrícula de 150 x 150 mm y una sección transversal de 3 mm. El tercer y cuarto diseño fueron reforzados de manera discontinua con

la incorporación de fibras de acero con longitudes de 30 mm y sección transversal de 0.55 mm, en volúmenes de 20 y 40 kg/m<sup>3</sup>, respectivamente.

Posteriormente se contemplaron tres variables más en función de la clase de exposición a la degradación que fueron sometidos los especímenes. La primera de ellas debido a que fue la mezcla de referencia no se le aplicó degradación alguna. En la segunda se consideró una degradación mediante una solución al 10% en masa de sulfato de sodio (Na<sub>2</sub>SO<sub>4</sub>). Y en la tercera una degradación mediante una solución al 10% en masa de sulfato de magnesio (MgSO<sub>4</sub>).

Para finalizar se evaluaron las propiedades mecánicas de esfuerzo a compresión y flexión biaxial, así como los cambios microestructurales de nuevas fases mediante técnicas de caracterización microestructurales, esto por medio de evaluaciones a los 28 días en especímenes sin exposición al deterioro, así como a los 2, 4 y 6 meses respectivamente en especímenes sujetos a degradación por sulfatos. La matriz experimental que resume el diseño experimental se muestra en la figura 8.



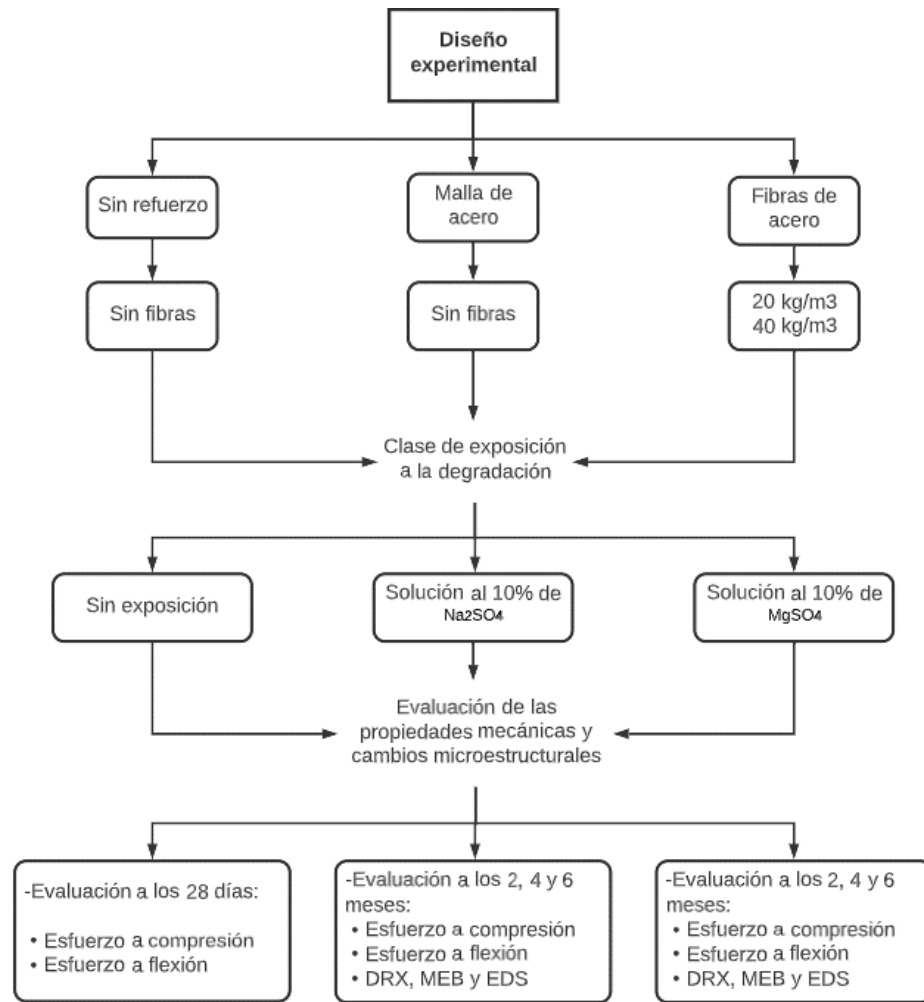


Figura 8.- Matriz completa del diseño experimental.

## 2.2 Caracterización de los materiales

Los materiales utilizados en la presente investigación fueron seleccionados de acuerdo a la disponibilidad de la región y a los parámetros establecidos por el comité 506 del ACI [8] para la elaboración del diseño de mezcla de un concreto lanzado.

Se realizó la caracterización de los materiales a emplear en la investigación para obtener los parámetros físicos y químicos que permitieron realizar un óptimo diseño de mezcla.

### **2.2.1 Cemento**

El cemento utilizado en la presente investigación fue un cemento Portland ordinario de resistencia rápida de la marca Holcim con denominación 40 R, esto con base en la normativa mexicana NMX- C- 414 [42]. En la figura 9 se aprecia su aspecto físico.



Figura 9.- Cemento Portland Ordinario 40 R.

#### **2.2.1.1 Densidad**

La densidad del cemento se obtuvo primeramente realizando un muestreo conforme a la norma ASTM C188 [43] y posteriormente haciendo uso de un picnómetro automatizado de la marca Quantachrome, que utiliza un gas inerte y se basa principalmente en la ley propuesta por Boyle, respecto a la presión de un gas sobre un cuerpo a temperatura constante en un recipiente cerrado.

#### **2.2.1.2 Composición química**

La composición química del cemento se obtuvo por medio de un análisis de Fluorescencia de rayos X, utilizando un equipo de la marca Panalytical Epsilon3-XL. Los datos se determinaron en óxidos y fueron utilizados para verificar la composición de fases del material. Además, para verificar la composición de fases se hizo un análisis de Difracción de rayos X.

## 2.2.2 Agregados

### 2.2.2.1 Agregado grueso

El agregado grueso está definido como el material triturado de rocas que es retenido por la malla No. 4 (4.75 mm), según lo establecido por la norma ASTM C125 [44]. Este material fue obtenido de la trituración de roca caliza a las orillas de la mancha urbana, dentro de la región de Nuevo León.

Derivado de la trituración de rocas, la morfología de este agregado suelen ser partículas angulosas y en ocasiones elongadas, que influyen directamente en el comportamiento en estado fresco y endurecido del concreto, debido a la fricción generada en la superficie del agregado y la matriz cementante.

El tamaño máximo nominal de partículas utilizado en la presente investigación fue de 3/8 de pulgada (9.5 mm), debido al agregado pequeño que se requiere en diseños de concreto lanzado para evitar un mayor índice de rebote al momento de proyectar el material compuesto y este se pueda adherir más fácil y en mayor cantidad sobre una superficie. En la figura 10 se aprecia su aspecto físico.



Figura 10.- Agregado grueso de 3/8 ' (sello).

### **2.2.2.1.1 Densidad y absorción**

La densidad y absorción del agregado grueso se determinaron conforme a lo establecido por la normativa ASTM C127 [45], previamente habiendo hecho un respectivo cuarteo.

### **2.2.2.2 Agregado fino**

El agregado fino está definido como el material triturado de rocas que pasa la malla No. 4 (4.75 mm) y es retenido por la malla No. 100 (150  $\mu\text{m}$ ), según lo establecido por la norma ASTM C125 [44]. Este material fue obtenido de la trituración de roca caliza a las orillas de la mancha urbana, dentro de la región de Nuevo León.

Derivado de la trituración de rocas, la composición de este material suele tener una alta cantidad de polvo de caliza, que influyen directamente en el comportamiento en estado fresco, en la estabilidad de la mezcla y la demanda de agua.

El tamaño máximo nominal de partículas utilizado en la presente investigación fue del No. 4 (4.75 mm). Su aspecto se visualiza en la figura 11.



Figura 11.- Agregado fino No.4

#### **2.2.2.2.1 Densidad y absorción**

La densidad y absorción del agregado fino se determinaron conforme a lo establecido por la normativa ASTM C128 [46], previamente habiendo hecho un respectivo cuarteo.

#### **2.2.2.2.2 Distribución granulométrica**

La distribución granulométrica tanto de agregado grueso como de agregado fino se realizó de manera combinada. Esto conforme a las recomendaciones del ACI 506 [8] y a lo establecido en la normativa ASTM C1436 [47].

### **2.2.3 Aditivo químico**

El aditivo químico utilizado en la presente experimentación fue un superplastificante (SP) a base de policarboxilato denominado MasterGlenium 3035 de la marca BASF, considerado como un reductor de agua de alto rango según lo establecido por la norma ASTM C494 [48].

#### **2.2.3.1 Densidad**

La densidad del aditivo químico se determinó llenando hasta la marca de aforo un picnómetro, al cual se le añadió aditivo pesado previamente y se prosiguió a dividirlo entre el volumen.

#### **2.2.3.2 Contenido de sólidos**

El contenido de sólidos en un aditivo corresponde al agente activo solamente, ya que el resto es únicamente agua. Este fue obtenido colocando una muestra de 100 gr de superplastificante a 105°C por 24 horas en un horno, posteriormente al secado, se midió la masa final. La diferencia entre la masa inicial y la masa final

divida entre la masa final multiplicada por cien, nos arroja el valor en porcentaje del contenido de sólidos. Este valor fue determinado y utilizado para corregir el agua de mezcla en el diseño de la dosificación, sin alterar la relación agua/cemento.

#### **2.2.4 Malla de refuerzo**

El refuerzo continuo utilizado en la experimentación fue una malla de acero electrosoldada modelo MI 66-1010 de la marca DEACERO, con cuadrícula de 150 x 150 mm y una sección transversal de 3.43 mm. Este tipo de refuerzo cumple con las normativas ASTM A496 [49] y ASTM A1064 [50], respectivamente. Su aspecto físico se puede observar en la figura 12.



Figura 12.- Malla de acero electrosoldada 66-1010.

#### **2.2.5 Fibras de refuerzo**

El refuerzo discontinuo utilizado en la presente investigación fueron fibras de acero modelo L33-55 de la marca DEACERO, con longitudes de 33 mm, sección transversal de 0.55 mm y relación de aspecto de 60, implementados en volúmenes de 20 y 40 kg/m<sup>3</sup>, respectivamente. Estas cumplen claramente con lo especificado en las normas ASTM C1116 [51] Y ASTM A820 [52], correspondiente a fibras utilizadas como refuerzo al concreto. Su aspecto físico se observa en la figura 13.



Figura 13.- Fibras de acero L33-55.

## 2.3 Elaboración de especímenes

Posteriormente de haber obtenido las propiedades físicas y químicas derivado de la caracterización de los materiales en la etapa 1 de la experimentación se prosiguió a elaborar los diseños de mezcla.

### 2.3.1 Diseño de mezcla

Se establecieron parámetros iniciales de diseño tomando como base las recomendaciones estipuladas por el comité ACI 506.5R [8]. La relación grava/arena permaneció constante en todos los diseños de mezcla, así como el consumo de cemento y la relación agua/cemento. Estos valores se resumen en la tabla 3.

Tabla 3.- Parámetros iniciales de diseño.

| Parámetro             | Valor                 |
|-----------------------|-----------------------|
| Consumo de CPO 40R    | 400 kg/m <sup>3</sup> |
| Relación grava/arena  | 0.33                  |
| Relación agua/cemento | 0.45                  |

Tomando como referencia los parámetros iniciales de diseño, se realizaron 4 diferentes diseños de mezcla, en los cuales se implementó un sistema de refuerzo específico para cada uno de ellos. El primer diseño no se le aplicó refuerzo debido a que fue la mezcla de referencia. El segundo diseño fue

reforzado con malla de acero electrosoldada que contenía cuadrículas de 150 x 150 mm y un diámetro de sección transversal de 3 mm. Por último, el tercero y cuarto diseño fueron reforzados con fibras de acero L33-55 en volúmenes de 20 y 40 kg/m<sup>3</sup>.

Para la realización de los diseños de mezcla se tomó como base lo establecido por el método ACI 211.1 [53]. Con ayuda de la densidad relativa obtenida en la etapa 1 de la experimentación, partiendo de la ecuación que permite determinar la densidad, se despejaron los volúmenes de los materiales para obtener el volumen absoluto que corresponde a 1m<sup>3</sup> de la mezcla de concreto. Por último, se obtuvieron las masas de cada material y se realizó el ajuste del agua debido a la humedad y absorción de los agregados.

Los diseños de mezcla utilizados en esta experimentación sin la corrección por humedad y absorción se presentan en la tabla 4.

Tabla 4.- Proporcionamiento de las mezclas de concreto en kg/m<sup>3</sup>.

| <b>Materiales</b> | <b>SR</b> | <b>RM</b> | <b>RF20</b> | <b>RF40</b> |
|-------------------|-----------|-----------|-------------|-------------|
| CPO               | 400       | 400       | 400         | 400         |
| Agua              | 180       | 180       | 180         | 180         |
| A Fino            | 1353.42   | 1353.42   | 1348.36     | 1343.3      |
| A Grueso          | 442.63    | 442.63    | 440.97      | 439.32      |
| Fibras            | -         | -         | 20          | 40          |

### **2.3.1.1 Optimización de aditivo**

Se evaluó el revenimiento de cada una de las mezclas conforme a lo establecido por la norma ASTM C143 [54], para determinar la consistencia de cada una de ellas. Para ello se utilizaron 3 adiciones diferentes de aditivo los cuales



correspondieron a valores de 1, 3 y 5 cc/kg de cemento (figura 14). Esto con la finalidad graficar los valores obtenidos, generar una ecuación de su comportamiento y estimar mediante la solución de las ecuaciones el valor específico de aditivo que previera una consistencia a todas las mezclas de 110 +- 10 mm de revenimiento.



Figura 14.- Consistencia de mezclas con 1 y 5 cc/kg de cemento.

### 2.3.2 Nomenclatura de mezclas

En toda la experimentación se realizaron 28 mezclas, obteniendo dos especímenes prismáticos por cada una de ellas (56 paneles de concreto en total). Se estableció su nomenclatura comenzando de izquierda a derecha con el número de mezcla, seguido del tipo de refuerzo y por último denotando el tipo de exposición a la cual sería sometido cada espécimen. Esta designación se aprecia en la tabla 5.

Tabla 5.- Consideraciones para la nomenclatura de diseños de mezcla.

| No. de mezclas | Tipo de refuerzo            | Tipo de exposición              |
|----------------|-----------------------------|---------------------------------|
| 1 al 28        | SR <i>Sin refuerzo</i>      | SE <i>Sin exposición</i>        |
|                | RM <i>Malla</i>             | ESNa <i>Sulfato de sodio</i>    |
|                | RF20 <i>20 kg de fibras</i> | ESMg <i>Sulfato de magnesio</i> |
|                | RF40 <i>40 kg de fibras</i> |                                 |

Posteriormente de haber establecido el criterio designado para la nomenclatura, se plasmaron todas las mezclas consideradas en el diseño experimental en la tabla 6 para una mejor visualización, según el tiempo de evaluación de las propiedades mecánicas.

Tabla 6.- Nomenclatura general para todos los diseños de mezcla

| <b>Tiempo de evaluación de propiedades mecánicas</b> |                |                                     |                         |                                     |                         |                                     |                         |
|--|----------------|-------------------------------------|-------------------------|-------------------------------------|-------------------------|-------------------------------------|-------------------------|
|  | <b>28 días</b> | <b>2 meses</b>                      |                         | <b>4 meses</b>                      |                         | <b>6 meses</b>                      |                         |
| <b>Refuerzo</b>                                      | <b>Sin/Exp</b> | <b>Na<sub>2</sub>SO<sub>4</sub></b> | <b>MgSO<sub>4</sub></b> | <b>Na<sub>2</sub>SO<sub>4</sub></b> | <b>MgSO<sub>4</sub></b> | <b>Na<sub>2</sub>SO<sub>4</sub></b> | <b>MgSO<sub>4</sub></b> |
| S/R  | 1-SR-SE        | 2-SR-ESNa                           | 3-SR-ESMg               | 4-SR-ESNa                           | 5-SR-ESMg               | 6-SR-ESNa                           | 7-SR-ESMg               |
| Malla  | 8-RM-SE        | 9-RM-ESNa                           | 10-RM-ESMg              | 11-RM-ESNa                          | 12-RM-ESMg              | 13-RM-ESNa                          | 14-RM-ESMg              |
| F 20kg   | 15-RF20-SE     | 16-RF20-ESNa                        | 17-RF20-ESMg            | 18-RF20-ESNa                        | 19-RF20-ESMg            | 20-RF20-ESNa                        | 21-RF20-ESMg            |
| F 40kg   | 22-RF40-SE     | 23-RF40-ESNa                        | 24-RF40-ESMg            | 25-RF40-ESNa                        | 26-RF40-ESMg            | 27-RF40-ESNa                        | 28-RF40-ESMg            |

### 2.3.3 Fabricación de páneces de concreto

La fabricación de los especímenes se llevó a cabo en cimbras de madera con espesor de 1.91 cm ( $\frac{3}{4}$  de pulgada), una longitud perimetral de 50 cm sobre su interior y peralte de 8.33 cm (véase figura 15). Esto debido a que los páneces realizados fueron a una escala de 1:0.83 respecto a lo indicado en la norma EFNARC EN14488-5 [19].



Figura 15.- Moldes de madera utilizados como cimbra.

Para la facilitación del desmolde se aplicó un lubricante en la parte superficial de cada una de las cimbras en las zonas donde haría contacto el concreto.

Respecto al procedimiento de mezclado, este se llevó a cabo de la siguiente manera:

1. Se vaciaron a la revolvedora tanto el agregado grueso como el agregado fino, después se les colocó un poco de agua de mezcla para humedecer los agregados y se consideró un tiempo de mezclado de 1 minuto.
2. Se vació el cemento, así como el resto del agua a la revolvedora y se mantuvo un tiempo de mezclado por 3 minutos.
3. Posteriormente se tuvo un reposo de 2 minutos, tapando con un trapo relativamente húmedo la revolvedora.
4. Por último, se encendió la revolvedora para obtener un mezclado final de 2 minutos.

Inmediatamente después de terminar el mezclado se realizó el llenado de los moldes de madera. Este procedimiento se efectuó colocando la mezcla de concreto en dos capas de un volumen similar aproximado. Y para llevar a cabo

una buena consolidación, se utilizó un vibrador de 150 volts en longitudes aproximadas de 15 cm a lo largo y ancho, con una profundidad no mayor a los 4 cm.

En cuanto a la aplicación del refuerzo, las fibras fueron esparcidas de manera aleatoria sobre la mezcla de concreto en la última etapa de mezclado (véase figura 16 a). Por otro lado, la malla fue colocada sobre la primera capa de concreto posterior a su colocación y consolidación (figura 16 b). Cabe resaltar que en el refuerzo continuo se utilizaron ganchos de 1 cm de longitud en los extremos de la malla, para favorecer su adherencia y anclaje en la matriz del concreto.

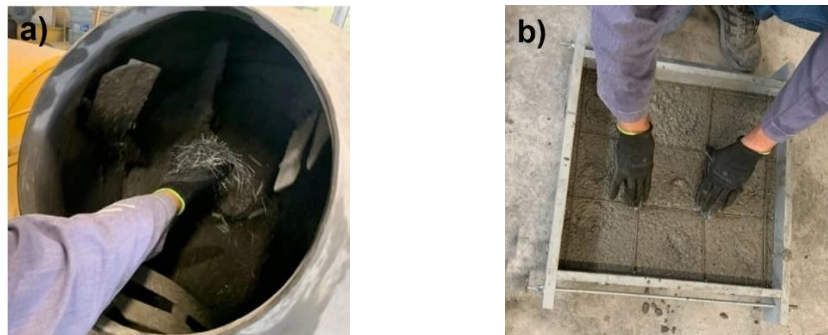


Figura 16.- Colocación de sistemas de refuerzo: a) Implementación de fibras, b) implementación de malla.

Para finalizar la elaboración de los especímenes, se realizó el acabado final por medio de la aplicación de una llana encima de la superficie sobresaliente de concreto en los moldes de madera, de manera levemente inclinada haciendo movimientos de enrase de un lado a otro. (véase figura 17).



Figura 17.- Enrase de superficie y acabado final.

### **2.3.4 Almacenado y curado**

Luego del llenado de los moldes, los especímenes se curaron bajo una lámina de polietileno por 24 horas a una temperatura de  $20 \pm 2^\circ \text{C}$ , considerando evitar una humedad relativa menor al 95%. Pasado ese tiempo, se desmoldaron los especímenes y se guardaron en un cuarto para su posterior curado durante 27 días a una temperatura controlada entre  $20 \pm 2^\circ \text{C}$ , según las condiciones descritas en la norma ASTM C192 [55].

## **2.4 Exposición de especímenes en ambiente sulfatado**

Luego de llevar a cabo el curado de los especímenes de concreto, los paneles que no conformaron la serie de referencia fueron sometidos a deterioro bajo un ambiente sulfatado.

### **2.4.1 Solución de sulfatos**

Se realizaron dos condiciones de degradación. La primera de ellas utilizando sulfato de sodio ( $\text{Na}_2\text{SO}_4$ ) al 10% en masa y la segunda utilizando sulfato de magnesio ( $\text{MgSO}_4$ ) de igual manera al 10% en masa de concentración.

La elaboración de la solución de sulfatos se llevó a cabo tomando como referencia lo descrito por la norma ASTM C1012 [56], con algunas

modificaciones. Por cada litro de solución se utilizaron 100 ml de agua destilada, así como 100.0 g de  $\text{Na}_2\text{SO}_4$  y  $\text{MgSO}_4$  disueltos en 900 ml de agua por separado. Paso siguiente se determinó el pH de la solución, corroborando que este se encontrara entre el intervalo de 6.0 y 8.0.

#### **2.4.2 Colocación de barrera perimetral**

Luego de que los paneles de concreto completaron su curado a los 28 días, se les colocó una barrera perimetral de acrílico en una de las caras superficiales más grandes, mediante el empleo de un sellador polimérico para efectuar un cierre hermético e impermeable en todo su perímetro. (figura 18 a).

Posteriormente de su secado, se les vació la solución de ambos tipos de sulfatos a cada espécimen correspondiente para su debido deterioro (figura 18 b). Acto seguido se recubrió la parte superior del acrílico con una película polimérica elástica, para disminuir considerablemente la evaporación del agua sulfatada.



Figura 18.- a) Sellado de acrílico perimetral, b) Especímenes sometidos a exposición de sulfatos.

Por último, hacer hincapié en que se cambió la solución de cada panel cada dos semanas, con la finalidad de que el periodo de degradación fuera más uniforme durante el tiempo de deterioro, el cual fue de 2, 4 y 6 meses, respectivamente.

## **2.5 Evaluación del efecto de los sulfatos en el concreto**

Los especímenes no pertenecientes a la serie de referencia evaluada a los 28 días fueron sometidos a deterioro bajo dos condiciones de degradación. La primera de ellas utilizando sulfato de sodio al 10% en masa y la segunda sulfato de magnesio, de igual manera al 10% en masa de su concentración

### **2.5.1 Inspección visual**

La inspección visual se llevó a cabo mediante una observación concisa y periódica sobre la superficie de contacto entre la cara de los paneles bajo reacción y el agua sulfatada.

El agua fue restituida durante todo el lapso de deterioro cada dos semanas para tratar de mantener la misma concentración de sulfatos en todo el periodo.

Esta exploración se realizó a los paneles en periodo de degradación bajo sulfatos y posterior a él ya sin agua sulfatada.

### **2.5.2 Recolección de muestras**

La recolección de muestras en polvo para la obtención del material bajo reacción por sulfatos en el concreto se realizó con ayuda de un rotomartillo percutor y un aditamento de broca óptimo para materiales cerámicos.

Se realizaron 9 perforaciones superficiales por espécimen en zonas regulares sin presencia de agrietamientos generados en el ensayo a flexión. Los orificios se realizaron en una misma zona a una profundidad aproximada de 3 mm, para tratar de mantener una muestra lo más homogénea posible (figura 19 a).

El material recabado derivado de las perforaciones fue recolectado en pequeñas bolsas de plástico con sello hermético (figura 19 b). Posteriormente fueron trasladadas al laboratorio de materiales donde se les realizó un análisis de Difracción Rayos X (DRX).



Figura 19.- a) Patrón de orificios para muestreo, b) Recolección de muestras.

Por otro lado, la recolección de muestras sólidas superficiales bajo reacción por sulfatos en el concreto se realizó extrayendo primeramente un núcleo cilíndrico por cada pánel de la zona superficial de interés. Posteriormente, mediante una sierra de banco con disco adiamantado se cortó una rodaja con peralte de 4 mm correspondiente a la parte superficial que estuvo en contacto con el agua sulfatada de cada núcleo extraído (figura 20 a). Acto seguido, se intervinieron las rodajas con una esmeriladora de banco, adicionada con un disco de corte adiamantado para cortar y dar forma a muestras prismáticas rectangulares de 8 mm x 8 mm x 4 mm aproximadamente.

Las muestras prismáticas intervenidas fueron colocadas en pequeñas bolsas de plástico con sello hermético (figura 20 b). Posteriormente fueron trasladadas al laboratorio de materiales donde se les realizó un análisis de Microscopía



Electrónico de Barrido (MEB) y Espectroscopia de rayos X de energía dispersiva (EDS).

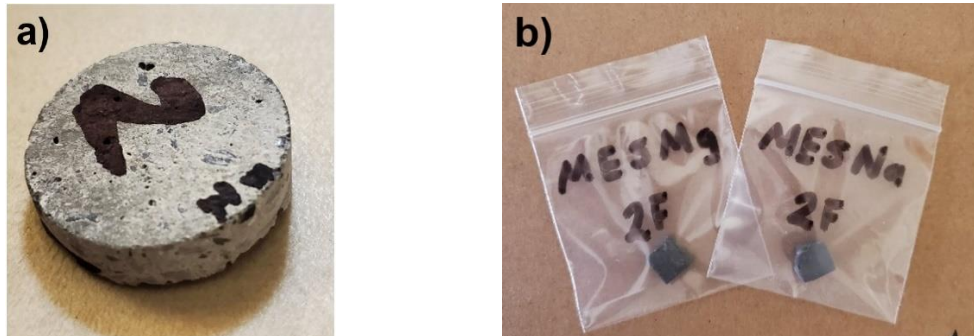


Figura 20.- a) Rodaja resultado del corte a un núcleo, b) Muestra intervenida prismática final.

### 2.5.3 Análisis microestructural

Los análisis microestructurales fueron llevados a cabo en un Centro de Investigación e Innovación de Materiales de Construcción.

Los análisis de Difracción de rayos X se realizaron a través de un Difractómetro de la marca Malvern Panalytical modelo Empyrean, mediante las condiciones de un tamaño de paso equivalente a 0.020 y un rango angular ( $2\theta$ ) de 5 – 80°.

De lo que respecta a los análisis microscópicos superficiales, estos se realizaron mediante el uso de un Microscopio Electrónico de Barrido de la marca JEOL modelo JSM-6510 LV, bajo criterios de una distancia equivalente a 15 mm para imágenes de electrones secundarios y capturas en aumentos de x100, x500 y x1000. Así mismo, haciendo uso del mismo equipo se llevó a cabo un análisis de espectroscopia de rayos X de energía dispersiva.

## **2.6 Evaluación de las propiedades mecánicas**

Una vez que se cumplió el tiempo de curado para los especímenes de referencia y el tiempo de degradación bajo sulfatos para el resto de paneles, se evaluaron sus propiedades mecánicas tal como se describen detalladamente a continuación.

### **2.6.1 Ensayo a flexión**

Esta prueba se llevó a cabo en especímenes prismáticos con dimensiones de 500 x 500 x 83 mm con base a lo establecido por la norma EN 14488-5 [19], con algunas modificaciones, ya que se manejó una escala de 1:0.83.

El ensayo tuvo la finalidad de obtener la energía capaz de absorber a una deflexión de 25 mm por parte de los paneles posterior a la fractura del concreto, evaluando el efecto de la adición de un refuerzo continuo y discontinuo con respuesta a su desempeño posterior al agrietamiento. Además, analizar el efecto de los sulfatos en el comportamiento a flexión de los especímenes sometidos a degradación.

Para la configuración del ensayo se necesitó una placa de acero rígida perimetral de ½ pulgada de espesor, con longitud interior transversal de 40 cm por lado y peralte de 10 cm. Además, un cubo de acero rígido de 8.3 cm por lado, soldado con una placa con dimensiones de 38 x 2 x 0.2 cm,

Respecto a la aplicación de la carga se utilizó una maquina universal de la marca Instron con capacidad de 60 toneladas, controlada por desplazamiento a una tasa constante de 1 mm/minuto.

Para la toma de lecturas de deflexión se usó un transductor de desplazamiento LVDT (Linear Variable Differential Transformer) de la marca Vishay con 52 mm de desplazamiento y para el registro de carga, una celda de carga con capacidad de 10 toneladas. Esa información fue adquirida por medio de un DAQ-9188 de la marca National Instrument con velocidad de almacenamiento de 10 Hz.

El ensayo fue realizado aplicando una carga controlada por desplazamiento al centro del pánel, midiendo su deflexi3n al centro de su geometría y graficando los valores de carga vs deflexi3n y carga vs energía. Los valores de la absorci3n de energía fueron determinados calculando el área abajo la curva carga vs deflexi3n, hasta los 25 milímetro de desplazamiento.

Un ensayo a flexi3n de páneles en curso con su respectiva configuraci3n general se observa en la figura 21.



Figura 21.- Configuraci3n de ensayo a flexi3n.

### 2.6.2 Extracci3n de núcleos

Posterior al ensayo a flexi3n se extrajeron 3 núcleos de concreto por cada espécimen de las zonas que no presentaran daños superficiales como

agrietamiento considerables o fisuras. Esto se llevó a cabo utilizando la metodología descrita en la norma ASTM C42 [57]. Un ejemplo de ello se aprecia en la figura 22.



Figura 22.- Zona de extracción de núcleos de concreto.

Luego de ser extraídos los núcleos, se les cortó la cara superficial que no mantuvo exposición a los sulfatos con una sierra adiamantada para eliminar las irregularidades y ajustar la relación de esbeltez de dos a uno. Posteriormente fueron recapeados con azufre de acuerdo con el procedimiento descrito por la norma ASTM C617 [58].

### **2.6.3 Ensayo a compresión**

Esta prueba se llevó a cabo en especímenes cilíndricos con dimensiones de 64 x 32 mm con base a lo establecido por la norma ASTM C39 [59].

El ensayo tuvo la finalidad de obtener el esfuerzo a compresión de los paneles como resultado de la extracción de 3 núcleos de concreto. Además, analizar el efecto de los sulfatos en el comportamiento a compresión de los especímenes sometidos a degradación.

La prueba fue realizada aplicando una carga axial al centro de las caras de los núcleos de concreto hasta llevarlos a la falla. Paso siguiente, se calculó el esfuerzo a compresión a partir de la ecuación 3.

$$\sigma_c = \frac{F}{A} \quad (3)$$

Donde:

Esfuerzo a compresión (MPa)

Carga aplicada (N)

Área de la sección transversal (mm<sup>2</sup>)

Un ensayo a compresión de núcleos de concreto en curso con su respectiva configuración se observa en la figura 23.



Figura 23.- Configuración de ensayo a compresión.

## CAPÍTULO 3

### ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

#### 3.1 Caracterización de los materiales

##### 3.1.1 Cemento Portland

###### 3.1.1.1 Densidad

El valor obtenido para la densidad del cemento fue de 3.06 gr/cm<sup>3</sup>. El intervalo aproximado para valores de densidad de un cemento convencional corresponde de 3.15 a 3.25 gr/cm<sup>3</sup>. No obstante para cementos adicionados con materiales cementantes suplementarios o de clase resistencia rápida (mayor finura) el intervalo es de 2.90 a 3.15 gr/cm<sup>3</sup>.

###### 3.1.1.2 Composición química

La composición química determinada por el análisis de Fluorescencia de rayos X se observa en la tabla 7.

Tabla 7.- Composición química del cemento.

| Material   | Composición (%) |                  |                                |                                |                 |                  |       |                  |       |
|------------|-----------------|------------------|--------------------------------|--------------------------------|-----------------|------------------|-------|------------------|-------|
|            | CaO             | SiO <sub>2</sub> | Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> | Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> | SO <sub>3</sub> | K <sub>2</sub> O | MgO   | TiO <sub>2</sub> | Otros |
| CPO<br>40R | 50.588          | 33.803           | 2.983                          | 1.501                          | 8.978           | 1.033            | 0.703 | 0.171            | 0.240 |

Como se esperaba, los constituyentes mayoritarios corresponden al óxido de calcio y óxido de sílice. Además, cabe aclarar que todos los compuestos cumplen con lo descrito en la norma ASTM C150 [60], a excepción del óxido de azufre, ya que cuenta con un excedente de 4.978% y podría deberse a la cantidad de yeso implementada al cemento para controlar el fraguado.

Respecto a los resultados del análisis de Difracción de rayos X, se pueden apreciar en la figura 24.

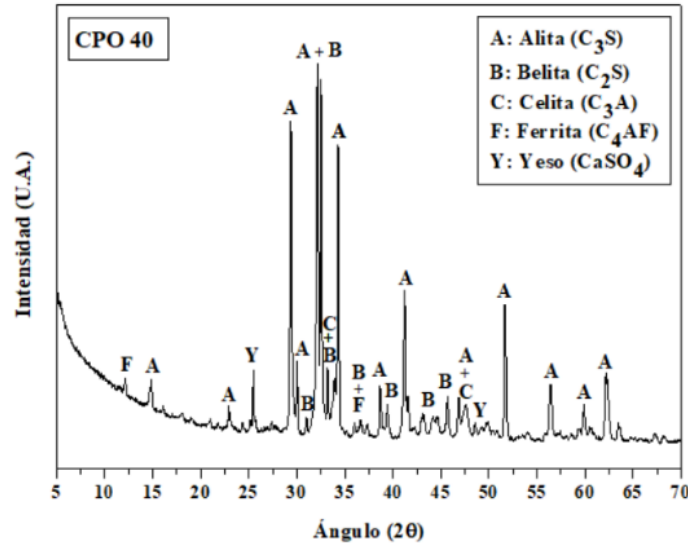


Figura 24.- Difractograma de las fases del cemento

Se puede observar claramente la intensidad de sus principales fases que son el silicato dicálcico y tricálcico, seguido de fases como aluminatos, ferro aluminatos y yeso.

### 3.1.2 Agregados

#### 3.1.2.1 Densidad y absorción

Los resultados obtenidos de densidad y absorción de los agregados se observan en la tabla 8. El valor de densidad sobre el agregado fino fue mayor que en el agregado grueso, esto posiblemente por la disminución del tamaño de partícula y el acomodo de estas sobre un volumen determinado. Por otro lado, se observó un incremento en el porcentaje de absorción del agregado fino respecto al agregado grueso, derivado de la demanda de agua ejercida por la porosidad de

la capa exterior generada por el intemperismo de partículas más finas con una mayor área superficial [61].

Tabla 8.- Densidad y absorción de los agregados.

| Muestra   | Densidad (gr/cm <sup>3</sup> ) | Absorción (%) |
|-----------|--------------------------------|---------------|
| A. Grueso | 2.60                           | 0.75          |
| A. Fino   | 2.65                           | 1.52          |

### 3.1.2.2 Distribución granulométrica

La distribución granulométrica combinada de agregados se aprecia en a la figura 25. La curva granulométrica de agregado combinado fino y grueso cumplió dentro de los límites tanto superior como inferior, conforme a los parámetros establecidos por el ACI 506 [8] y la normativa ASTM C1436 [47], para el uso de agregado en el diseño de concretos lanzados.

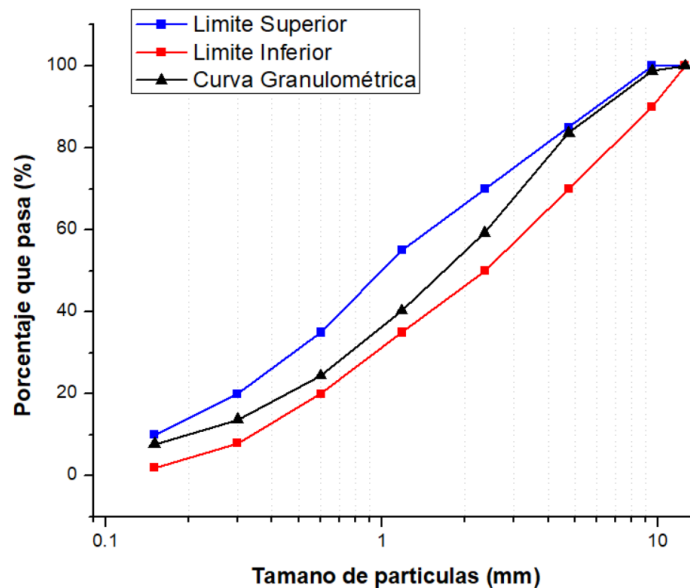


Figura 25.- Distribución granulométrica de la combinación de agregados.



### **3.1.3 Aditivo químico**

#### **3.1.3.1 Densidad**

El aditivo superplastificante con denominación Master Glenium de la marca BASF utilizado en la investigación tuvo una densidad de  $1.11 \text{ gr/cm}^3$ , determinado por un picnómetro de volumen conocido (figura 26). Este valor reafirma la información en los datos brindados por el proveedor.



Figura 26.- Determinación de la densidad del aditivo.

#### **3.1.3.2 Contenido de sólidos**

Por su parte el contenido de sólidos determinado del aditivo químico fue de 46% de su masa total, por lo que el resto 54% corresponde únicamente a agua y tuvo que ser considerado para corregir el agua en los diseños de mezcla finales.

### **3.1.4 Acero de refuerzo**

#### **3.1.4.1 Malla**

De acuerdo con los proveedores, las propiedades físicas de la malla utilizada como refuerzo continuo en la investigación se muestran en la tabla 9. Este tipo de acero se obtiene de alambón laminado en caliente, que posteriormente se le aplica un tratamiento de proceso en frío, lo que le brinda una efectiva resistencia

ante esfuerzos de tensión [50]. Es considerado acero tipo dulce de grado 50 conforme a lo descrito por la norma ASTM A496 [49].

Tabla 9.- Propiedades físicas de la malla de acero proporcionadas por el fabricante.

| <b>Malla</b> | <b>Peso<br/>(kg/m<sup>2</sup>)</b> | <b>Abertura<br/>-X<br/>(mm)</b> | <b>Abertura<br/>-Y<br/>(mm)</b> | <b>Diámetro<br/>(mm)</b> | <b>Resistencia<br/>a la tensión<br/>(kg/cm<sup>2</sup>)</b> | <b>Resistencia<br/>a la fluencia<br/>(kg/cm<sup>2</sup>)</b> |
|--------------|------------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|--------------------------|---|--|
| MI 66-1010   | 0.98                               | 150                             | 150                             | 3.43                     | 5700  | 5000   |

La malla de acero empleada en la presente investigación, dentro de los refuerzos continuos implementados como revestimiento de concreto en construcciones subterráneas es el más utilizado en México, dada su relativa eficiencia de colocación en superficies irregulares en comparativa con otros refuerzos de mallas electrosoldada. No obstante, si la ejecución de algún proyecto requiere un refuerzo de mayor desempeño, existe la posibilidad de proponer un refuerzo continuo con diferentes propiedades, como el utilizado en la investigación llevada a cabo por Carrillos y cols. [62], con un diámetro y calibre superior, siendo este el segundo con mayor demanda en el país. Estos parámetros se observan en la tabla 10.

Tabla 10.- Propiedades físicas de la malla de acero utilizada por Carrillo en su experimentación.

| <b>Malla</b> | <b>Peso<br/>(kg/m<sup>2</sup>)</b> | <b>Abertura<br/>-X<br/>(mm)</b> | <b>Abertura<br/>-Y<br/>(mm)</b> | <b>Diámetro<br/>(mm)</b> | <b>Resistencia<br/>a la tensión<br/>(kg/cm<sup>2</sup>)</b> | <b>Resistencia<br/>a la fluencia<br/>(kg/cm<sup>2</sup>)</b> |
|--------------|------------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|--------------------------|---|--|
| MI 66-66     | 1.98                               | 150                             | 150                             | 4.88                     | 5557  | 4996   |

Existe una similitud en los valores correspondientes a las propiedades físicas del acero de refuerzo continuo en ambas investigaciones, a excepción del peso y el

diámetro de la sección transversal en los alambrones de la cuadrícula, así como una ligera variación en ambos esfuerzos. Los presentados por Carrillo y cols., son mayores, lo que reflejaría un comportamiento mecánico superior a la presente investigación como empleo en el refuerzo al concreto, discusión que se presenta en el apartado 3.4.1.2.2 de curvas energía-deflexión correspondientes al diseño con refuerzo de malla de acero.

### 3.1.4.2 Fibras

Las propiedades físicas de las fibras utilizadas como refuerzo discontinuo en la investigación se muestran en la tabla 11, de acuerdo con la información proporcionada por el proveedor. Este tipo de acero es considerado de bajo carbono con un porcentaje menor al 0.26%, según lo descrito en la norma ASTM A820 [52].

Los filamentos de acero fueron estirados en frío con acabados de ganchos en sus extremos para proporcionar una mejor adherencia y anclaje en la matriz del concreto.

Tabla 11.- Propiedades físicas de las fibras de acero proporcionadas por el fabricante.

| Fabricante | Fibra  | Forma  | Longitud (mm) | Diámetro (mm) | Relación de aspecto (l/d) | Resistencia a la tensión (kg/cm <sup>2</sup> ) |
|------------|--------|--------|---------------|---------------|---------------------------|--|
| DEACERO    | L33-55 | Gancho | 33            | 0.55          | 60                        | 15,100   |

Existe una gama distinta de opciones de fibras utilizadas como refuerzo al concreto lanzado implementado en construcciones subterráneas. Por un lado, están las fibras sintéticas que tienen un aporte significativo en la reducción de la

contracción plásticas por secado y por consecuencia de la fisuración del concreto. Mientras que por otro lado se encuentran las fibras de acero con un desempeño óptimo en cuanto a la absorción de energía del concreto, esto debido a una sofisticada adherencia a la matriz cementante mediante su rugosidad superficial y anclaje mecánico, así como por su alta resistencia a la tensión en comparativa con las fibras sintéticas [3].

El empleo de fibras de acero como refuerzo en el concreto se puede clasificar de diferentes maneras. La normativa ASTM A820 [52] las clasifica según su procedencia en cinco tipos distintos, los cuales son:

- I. Alambre estirado en frío
- II. Lámina de acero cortada
- III. Extraído por fusión
- IV. Corte de molino
- V. Alambre estirado en frío modificado

En comparativa con lo establecido por la norma mencionada en el párrafo anterior, existe una subclasificación tomando a consideración el diámetro de la sección transversal del refuerzo, la cual se divide en dos grupos: microfibras (con un diámetro menor a 0.3 mm) y macrofibras (con un diámetro mayor o igual 0.3 mm) [2].

Por otro lado, distintos autores denotan una alterativa de clasificación con base en la morfología o forma de las fibras de acero utilizadas como refuerzo al

concreto lanzado (su aspecto se observa en la figura 27), según como se enlista a continuación [63].

- Gancho.- Con extremos deformados en forma de gancho.
- Recta.- Con extremos aplanados.
- Ondulada.- Con longitud en forma de onda.

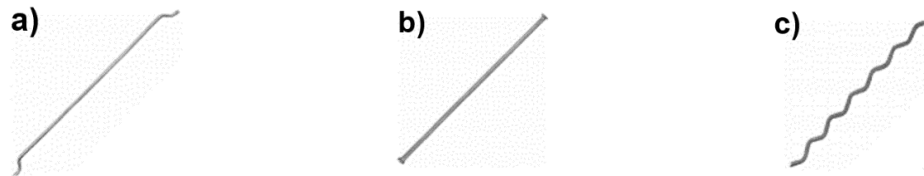


Figura 27.- Clasificación de las fibras de acero según su forma: a) gancho, b) recta, c) ondulada. Derivado de esta clasificación anteriormente mencionada con base en su morfología, en la tabla 12 se plasman propiedades físicas (previstas en la ficha técnica) de los dos restante tipos de fibras de acero correspondientes a la recta y ondulada, adicionales a las utilizadas en la presente investigación de gancho.

Tabla 12.- Propiedades físicas de las fibras de acero presentes en su respectiva ficha técnica.

| Fabricante | Fibra       | Apariencia | Longitud (mm) | Diámetro (mm) | Relación de aspecto (l/d) | Resistencia a la tensión (kg/cm <sup>2</sup> ) |
|------------|-------------|------------|---------------|---------------|---------------------------|--|
| NOVOCON    | FE 0730     | Recta      | 30            | 0.70          | 43                        | 14,276   |
| SIKA       | Fiber Xorex | Ondulada   | 38            | 1.00          | 38                        | 12,237   |

Realizando una comparativa en cuanto a los valores en las propiedades físicas presentadas por las fibras de acero en las tablas 11 y 12, se puede observar que la longitud de fibra en los tres casos tiene valores menores o iguales a 38 mm, diámetros mayores a 0.30 mm (consideradas como macrofibras) y relaciones de

aspecto entre 40 y 65, valores que se encuentran dentro de los parámetros recomendados y establecidos por el comité ACI 506.1 correspondiente a la guía para el concreto lanzado fibroreforzado.

Sin embargo, la diferencia primordial radica en la forma y aspecto del refuerzo, debido a que estudios afirman que la geometría de la fibra influye en el índice de rebote y pérdida del refuerzo al momento de proyectar el concreto en la intemperie del macizo rocoso. Siendo la fibra de gancho la que presenta un mejor aprovechamiento del refuerzo en su colocación, disminuyendo la pérdida por índice de rebote, en comparación con el tipo de fibras recta y ondulada [64].

## **3.2 Elaboración de especímenes**

### **3.2.1 Diseño de mezcla**

#### **3.2.1.1 Optimización de aditivo**

Se adicionaron 3 cantidades diferentes de aditivo: 1, 3 y 5 ml/kg de cemento. Posterior a ello, se graficaron los valores de consistencia y se prosiguió a generar una ecuación que rigiera el comportamiento de cada una de las mezclas. Finalmente, se dio solución a cada una de las ecuaciones, tomando como referencia el valor de los 110 mm deseado, obteniendo así el valor de aditivo que previera a las mezclas una consistencia de  $110 \pm 10$  mm, según el rango recomendado en el comité 506.5R [8] del ACI, para revenimientos de concretos lanzados. En la figura 28 se observan las gráficas de consistencia obtenidos por cada valor de aditivo en cada una de las mezclas.

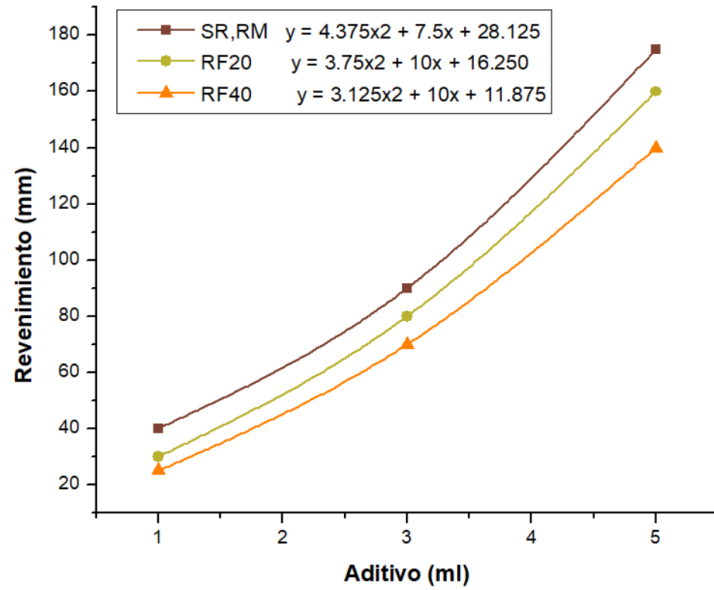


Figura 28.- Consistencia de las mezclas en función de la variación del aditivo.

Así mismo, en la tabla 13 se plasman las ecuaciones que rigen el comportamiento de las mezclas y el valor óptimo de aditivo resultante.

Tabla 13.- Valores óptimos de aditivo superplastificante.

| Diseño de mezcla | Ecuación que rige comportamiento | Valor óptimo de aditivo (sea: $y=110$ mm) |
|------------------|----------------------------------|---|
| SR, RM           | $y = 4.375x^2 + 7.5x + 28.125$   | $x = 3.55$ ml                             |
| RF20             | $y = 3.75x^2 + 10x + 16.25$      | $x = 3.84$ ml                             |
| RF40             | $y = 3.125x^2 + 10x + 11.875$    | $x = 4.22$ ml                             |

### 3.3 Evaluación del efecto de los sulfatos en el concreto

#### 3.3.1 Inspección visual

La aplicación de la degradación bajo la alta concentración de sulfatos de sodio y de magnesio en los paneles de concreto, generó a primera instancia una clara diferencia en cuanto a la apariencia visual en ambos especímenes. En la figura 29 se observa una comparativa de dos paneles que fueron expuestos a degradación por sulfatos a 2 meses, previamente de ser ensayados bajo flexión.

La imagen 29 a) correspondiente al pánel expuesto bajo  $\text{Na}_2\text{SO}_4$  presenta una capa clara color blanca derivada por la formación de cristales generados en la superficie de contacto del concreto y el agua sulfatada. Esta película formada en la interfaz superficial es generada por los componentes del sulfato y del sodio en la interacción con los constituyentes de la pasta de concreto, formando compuestos estables en la solución de poros, así como por la manifestación externa de lixiviación presente mediante el fenómeno de eflorescencia, que se deriva de la reacción entre las sales de calcio en el concreto llevadas a la superficie por acción capilar y el  $\text{CO}_2$  en la intemperie, dando lugar a un depósito mineral (al evaporarse) de carbonato de calcio [65].

Por otro lado, la imagen 29 b) correspondiente al pánel expuesto bajo  $\text{MgSO}_4$  muestra una breve, pero nítida decoloración irregular en la superficie del especímen, esto respecto al color original del concreto. Este fenómeno podría tener origen en el inicio de la reacción de los constituyentes del agua sulfatada con los compuestos de la pasta de concreto en el área de contacto con el especímen, modificando el pH del concreto, bajando su alcalinidad y con ello alterando la capa pasiva de la superficie de este material.

Según Maes y cols., los sulfatos de sodio y de magnesio presentan efectos opuestos en los valores de alcalinidad, a consecuencia de la interacción química con los compuestos del concreto, dado que el  $\text{Na}_2\text{SO}_4$  aumenta la alcalinidad en el concreto, mientras que  $\text{MgSO}_4$  la reduce [66].



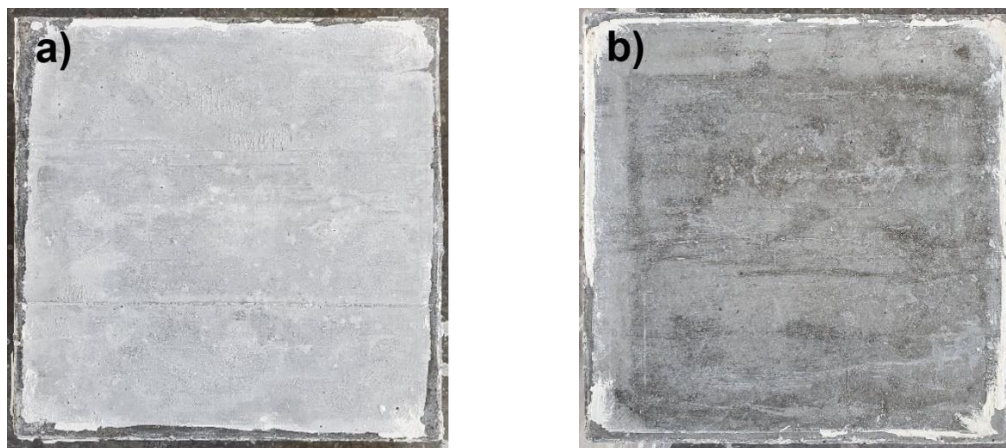


Figura 29.- Inspección visual a 2 meses: a) Expuesto a  $\text{Na}_2\text{SO}_4$ , b) Expuesto a  $\text{MgSO}_4$

Para la inspección a los 4 meses, se observa que se mantiene la capa superficial color blanca derivada por la acción capilar de lixiviación presente mediante el fenómeno de eflorescencia (figura 30 a). Sin embargo, existe una clara y notoria concentración de cristales de  $\text{Na}_2\text{SO}_4$  de manera puntual y concentrada en ciertas zonas de la superficie del espécimen de concreto. Esta aglomeración de la cristalización de sales pudo deberse a que no existió un flujo de corriente de agua en circulación sobre el espécimen, a expensas del cambio de agua sulfatada que se realizó cada dos semanas en el experimento. Además, existe la posibilidad de que el agua sulfatada se haya evaporado en pequeña escala conforme al paso del tiempo, a pesar de que los paneles y sus respectivos acrílicos perimetrales fueron recubiertos con una película polimérica, tratando de que todo el sistema hubiese sido lo más hermético posible.

En su contra parte, en el panel expuesto bajo  $\text{MgSO}_4$  (figura 30 b) se perciben manchas heterogéneas con mayor claridad sobre toda la superficie de contacto entre el concreto y los sulfatos, así como la continua decoloración de la tonalidad original de este material. Esta pérdida del color original de manera irregular hace

notar claramente la reacción química existente entre el sulfato de magnesio y los constituyentes del concreto, permitiendo la formación de nuevos compuestos (que se discutirán más adelante en el análisis microestructural) que permitirán continuamente la disminución de la alcalinidad del concreto, sin dejar a un lado la repercusión drástica en su aspecto físico.

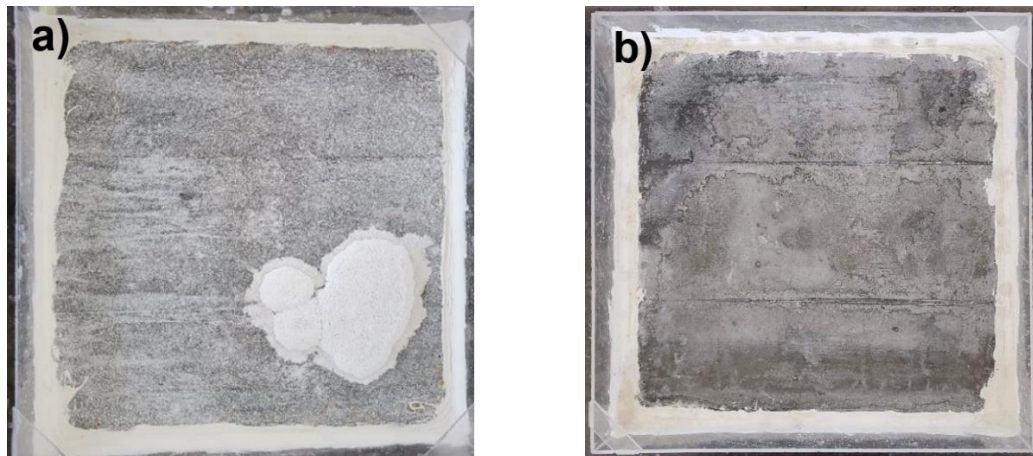


Figura 30.- Inspección visual a 4 meses: a) Expuesto a  $\text{Na}_2\text{SO}_4$ , b) Expuesto a  $\text{MgSO}_4$

Respecto a la inspección llevada a cabo a los 6 meses, en la figura 31 a) se muestra una concentración excesiva de manera casi generalizada de los cristales de  $\text{Na}_2\text{SO}_4$  en los poros capilares del concreto donde se ejerció el contacto superficial con el agua sulfatada. Esto probablemente se deba a la alta concentración de la cristalización del sulfato de sodio como consecuencia de la evaporación del agua sulfatada (sin corriente de flujo) conforme al paso de los 6 meses de degradación.

Por otro lado, es posible que este fenómeno haya surgido de una transformación existente de cristales de  $\text{Na}_2\text{SO}_4$  de una fase llamada thenardita, a una nueva fase denominada mirabilita ( $\text{Na}_2\text{SO}_4 \cdot 10\text{H}_2\text{O}$ ), que tiene un efecto expansivo como consecuencia, y que al ser acumulado en cantidades suficientes genera una

presión de cristalización en las cavidades de los poros, para posteriormente ocasionar tensiones internas en el concreto, provocando la desintegración de la capa superficial [33,67]. No obstante, es posible que la solución de sulfato de sodio (al 10% en masa), las condiciones y el tiempo de degradación no hayan sido suficientes para ocasionar desprendimientos considerables de la pasta de concreto, además de que existe la posibilidad de que los cristales de sal formados en los poros de la superficie de contacto entre el agua sulfatada y la pasta hayan bloqueado el paso de la solución agresiva (por un breve periodo), como lo describen Aye y Oguchi en su investigación [67].

Por su parte la figura 31 b) no muestra evidencia de daño por la cristalización del  $MgSO_4$  y sus respectivos cambios de fase, sino que debido a sus características se le atribuye principalmente un ataque químico. Esta degradación por sulfato de magnesio propició las condiciones necesarias para llevar a cabo el proceso electroquímico de corrosión (de manera puntualizada) en el acero expuesto por las fibras más cercanas a la capa de contacto entre el concreto y el agua sulfatada. Además, generó un mínimo desgaste apreciable en algunas zonas de la superficie, ocasionando que el agregado fino de la pasta quedara expuesto a la intemperie, tal como sucede en algunas otras investigaciones [40,68]. Este fenómeno es originado principalmente por la formación de las agujas de etringita (como efecto expansivo) y la descalcificación del silicato de calcio hidratado (CSH), que ocasiona la pérdida de cohesión en la pasta, así como de las partículas cercanas a la superficie del concreto [65,67].

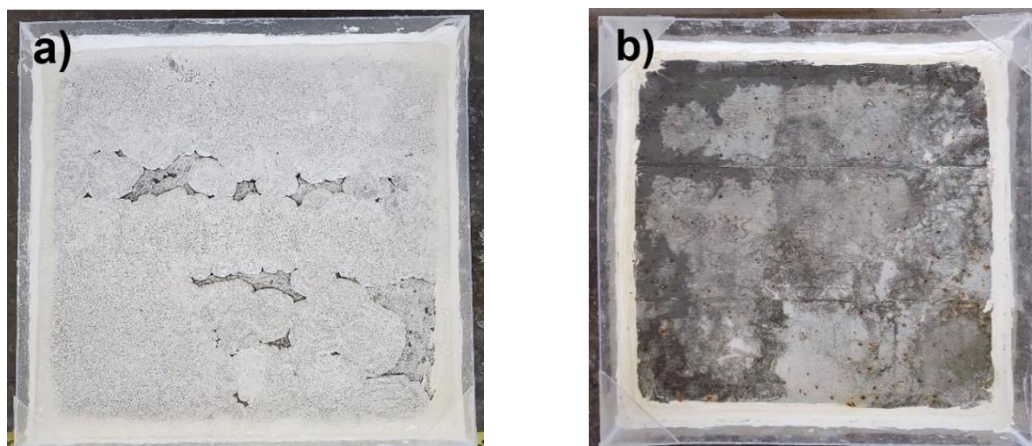


Figura 31.- Inspección visual a 6 meses: a) Expuesto a  $\text{Na}_2\text{SO}_4$ , b) Expuesto a  $\text{MgSO}_4$

Por último, haciendo uso de un Microscopio Electrónico de Barrido se visualizó el relieve generado en la superficie del concreto derivado de la interacción sulfatos-pasta (para ambos ambientes de deterioro) en muestras de concreto sin refuerzo a 6 meses de degradación, como representación a las demás mezclas fabricadas, dado que el concreto fue el mismo en todas las series (a excepción del refuerzo).

Por su parte el mecanismo de degradación bajo sulfato de sodio (figura 32 a), mostró una topografía menos irregular con poros superficiales visibles de un menor diámetro y profundidad, con base en la sombra presente de ambas figuras.

Por otro lado, el deterioro generado por el sulfato de magnesio se caracterizó por alterar con mayor claridad la topografía de la superficie del concreto (figura 32 b), apreciándose zonas irregulares con notoriedad en la circunferencia de los poros que además reflejan un mayor diámetro y profundidad. Así mismo hacen notar una considerable reducción en la cohesión de la masa granular de la pasta, propiciando un ablandamiento en la superficie.

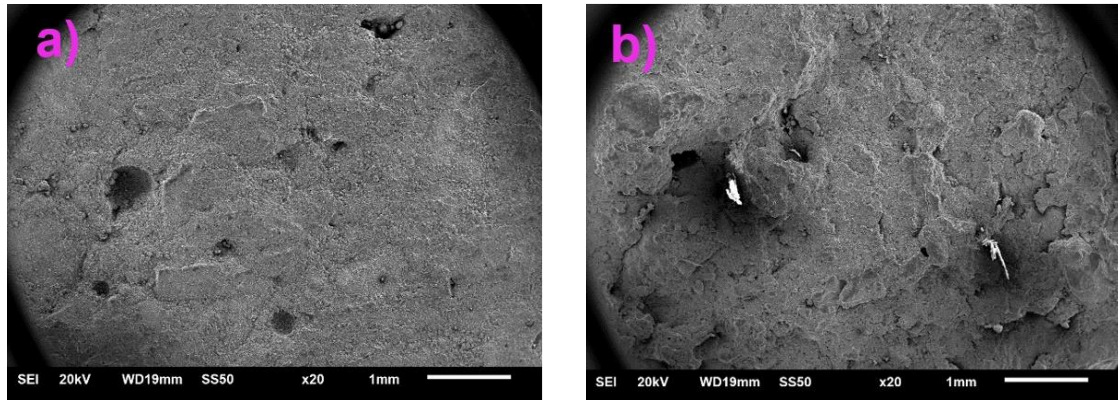


Figura 32.- Relieve generado en la pasta: a) Por  $\text{Na}_2\text{SO}_4$ , b) Por  $\text{MgSO}_4$

La degradación en este tipo de patología por sulfatos está directamente relacionada con el tamaño de la porosidad en el concreto, debido a que el aumento del volumen expansivo por la cristalización de la sal, la formación de etringita y yeso densifican las oquedades de los poros más pequeños, y como consecuencia ocasionan tensiones internas dentro de la matriz de concreto [69].

Según Thidar y cols., el  $\text{Na}_2\text{SO}_4$  presenta un mayor daño en cuanto al aspecto físico del concreto, mientras que  $\text{MgSO}_4$  es mayormente perjudicial en el aspecto del ataque químico (que posteriormente repercute en lo físico), en comparativa para ambos sulfatos [67]. Sin embargo, en la presente investigación este fenómeno no sucedió a tal grado como se describe anteriormente para la degradación llevada a cabo por el sulfato de sodio, no obstante, se esperaría que prolongando el tiempo de degradación bajo las mismas condiciones de experimentación es muy probable que llegase a suceder.

### 3.3.2 Análisis microestructurales

Como trabajo inicial, se llevaron a cabo análisis por medio de difracción de rayos X (DRX) para distinguir los productos de hidratación del cemento, verificar los cambios de fases y determinar los productos de corrosión generados por los sulfatos en la pasta de concreto.

El desarrollo de fases minerales examinadas mediante análisis de DRX para la evaluación a los 2 meses de deterioro se observa en la figura 33.

El difractograma de muestra producido por el  $\text{Na}_2\text{SO}_4$  (figura 33 a) exhibe las principales fases cristalinas de hidratación de la pasta de concreto, tales como el cuarzo ( $\text{SiO}_2$ ) que es principal producto con la mayor intensidad visible en los picos del difractograma, seguido por el carbonato de calcio ( $\text{CaCO}_3$ ) y el hidróxido de calcio ( $\text{Ca(OH)}_2$ ). Además, existe un primer índice de deterioro originado por cristales de yeso, producto de reacción entre  $\text{Ca(OH)}_2$ , CSH,  $\text{SO}_4^{2-}$  y el agua.

En contraste, el difractograma de la muestra producida por el  $\text{MgSO}_4$  (figura 33 b) presenta de igual manera las principales fases cristalinas de hidratación de la pasta del concreto correspondientes al cuarzo ( $\text{SiO}_2$ ), la calcita ( $\text{CaCO}_3$ ) y la portlandita ( $\text{Ca(OH)}_2$ ), así como la presencia de yeso ( $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ ), no obstante la diferencia principal como consecuencia de la implementación entre un sulfato y otro, es que el magnesio propició la generación de dolomita ( $\text{CaMg(CO}_3)_2$ ), compuesto derivado de la interacción entre el carbonato de calcio y los iones de magnesio.

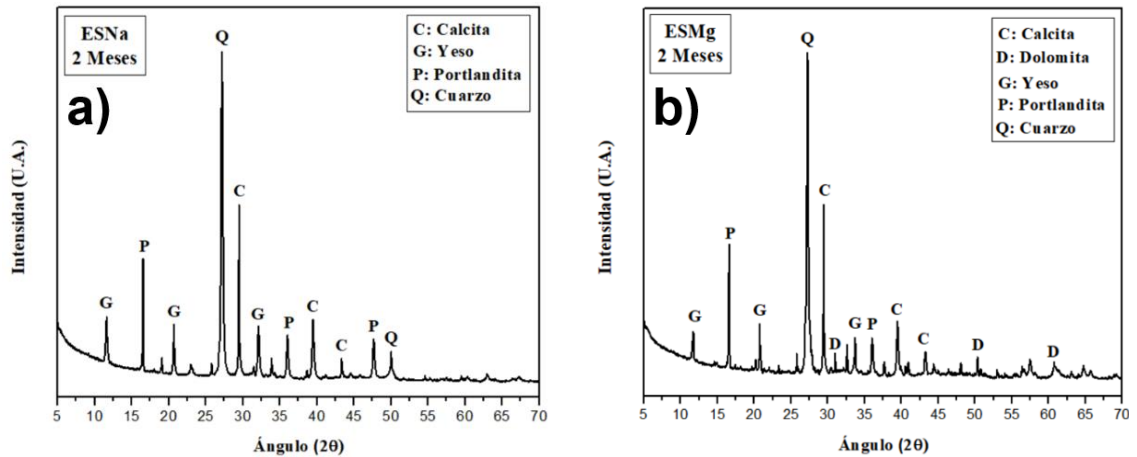


Figura 33.- Difractograma de muestras superficial a 2 meses: a) Producida por  $\text{Na}_2\text{SO}_4$ , b) Producida por  $\text{MgSO}_4$ .

Las fases presentes llevadas a cabo mediante la inspección realizada a los 4 meses de degradación por medio del análisis de difracción de rayos X se aprecia en la figura 34.

El difractograma de respuesta al análisis realizado para la muestra producida por el  $\text{Na}_2\text{SO}_4$  (figura 34 a) hace notar nuevamente las principales fases descritas en el análisis a 2 meses, a excepción de unos nítidos picos que resaltan en la parte inferior del espectro correspondientes a cristales de sulfato de sodio, así como la formación de una nueva fase denominada albita ( $\text{NaAlSi}_3\text{O}_8$ ), que es generada por la interacción existente entre el cuarzo, los iones de sodio y los aluminatos. Este nuevo producto de reacción no se considera a primera instancia una amenaza para el concreto, dado que se observa en una gran minoría según la intensidad de sus picos, y que a su vez no presenta un fenómeno expansivo [40].

Así mismo, el análisis de difracción muestra una breve reducción en la intensidad de los picos de portlandita, así como un ligero aumento en la prolongación de los picos de yeso, por lo cual este fenómeno hace alusión al incremento de la degradación bajo el ataque por sulfato de sodio.

Por el contrario, el difractograma de respuesta al análisis realizado para la muestra producida por el  $\text{MgSO}_4$  (figura 34 b), refleja de igual manera las principales fases descritas en el análisis a 2 meses, con la diferencia en que se aprecian dos picos de baja intensidad en la parte inferior del espectro perteneciente a cristales de sulfato de magnesio, así como la aparición de un nuevo pico correspondiente a una nueva fase denominada brucita ( $\text{Mg}(\text{OH})_2$ ), derivada por la interacción entre la portlandita y el sulfato de magnesio. Según Silva y Cols., la intensidad baja en el pico correspondiente a la fase de brucita se debe a que este mineral se depositó únicamente en la superficie de la pasta, por lo que genera una capa superficial impermeable en el concreto por un periodo de tiempo corto [70]. Esta nueva fase está directamente relacionada con los cambios microestructurales del concreto, y como consecuencia, en su influencia en las propiedades mecánicas, discusión que se presenta más adelante.

Además de lo anteriormente mencionado, el análisis de difracción muestra una breve reducción en la intensidad de los picos para la portlandita, el cuarzo y la calcita, así como el aumento considerable de la dolomita, parámetros que indican el avance de la degradación ocasionada por el sulfato de magnesio en la muestra de concreto.



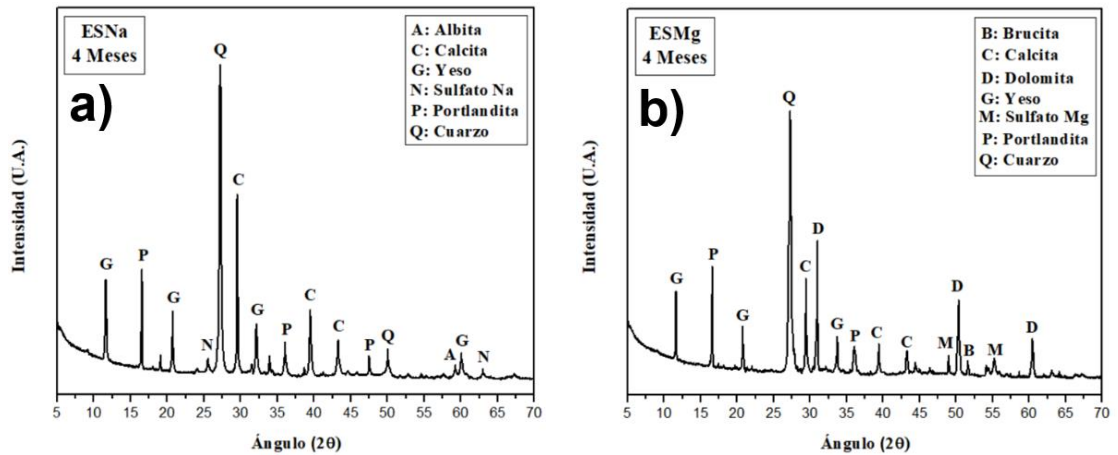


Figura 34.- Difractograma de muestras superficial a 4 meses: a) Producida por  $\text{Na}_2\text{SO}_4$ , b) Producida por  $\text{MgSO}_4$ .

Para finalizar los análisis de difracción de rayos X realizado para la detección de distintas fases en los especímenes de concreto, la figura 35 expone la evaluación llevada a cabo para la muestra en degradación a los 6 meses.

El difractograma como resultado del deterioro ocasionado por el  $\text{Na}_2\text{SO}_4$  (figura 35 a), hace notar claramente la presencia de las fases expuestas tanto a los 2, como a los 4 meses, con la diferencia de la aparición de nuevos picos con una pequeña pero notoria intensidad correspondientes a cristales de entringita ( $\text{Ca}_6\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3(\text{OH})_{12}\cdot 26\text{H}_2\text{O}$ ), derivados de la interacción entre los iones de sulfato, la portlandita y los aluminatos [71]. Por otro lado, se tiene la presencia de anortita ( $\text{CaAl}_2\text{Si}_2\text{O}_8$ ), proveniente de la hidrolización de la portlandita y el CSH, y su respectiva reacción con los aluminatos [40]. Ambas fases presenciales en este nuevo análisis son perjudiciales en el concreto, debido a su efecto expansivo por parte de la primera, y la capacidad para desestabilizar los principales productos de reacción por parte de la segunda.

Además de lo descrito anteriormente, este espectro de difracción hace ver con claridad la disminución de intensidad de los picos de cuarzo y portlandita, y su

notable aumento de intensidad para los picos de los cristales de sulfato de sodio y el yeso, parámetros que reflejan sin lugar a duda el indiscutible proceso de degradación en el concreto.

En su comparativa, el difractograma resultado de la degradación por el  $\text{MgSO}_4$  (figura 35 b), muestra con claridad la presencia de las mismas fases similares a los 2 y 4 meses respectivamente, con la novedad en la aparición de picos con una considerable intensidad sobre cristales de etringita y anortita, minerales ya descritos previamente en párrafos anteriores.

Además de lo ya especificado, este espectro de difracción muestra una notable reducción en la intensidad de los picos correspondientes a las principales fases desarrolladas en la hidratación de la pasta de concreto, como lo son el cuarzo, la portlandita y la calcita. Sin embargo, la dolomita se hace presente con una notoria intensidad por encima del cuarzo, esto proveniente de la hidrólisis de la brucita y su respectiva reacción con la calcita.

Zheng y cols., [40] describen que mientras el contenido de dolomita aumenta en el medio en degradación y continua la desestabilización de la brucita, el CSH disminuye significativamente. Los iones de calcio ( $\text{Ca}^{2+}$ ) son restituidos parcialmente por iones de magnesio ( $\text{Mg}^{2+}$ ) formando un gel blando de silicato de magnesio hidratado (MSH) sin capacidad de ejercer propiedades aglutinantes, procesos que afectan como consecuencia directamente en las propiedades del concreto.

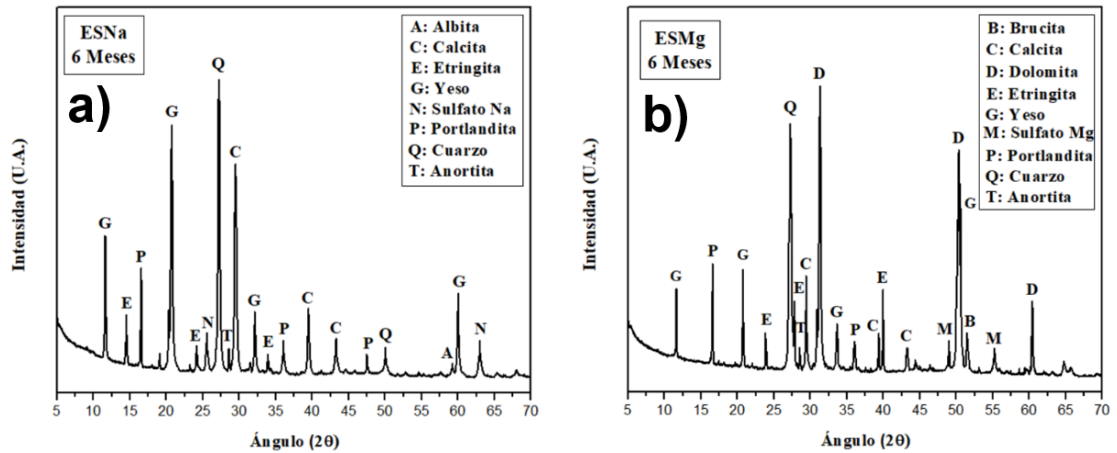


Figura 35.- Difractograma de muestras superficial a 2 meses: a) Producida por Na<sub>2</sub>SO<sub>4</sub>, b) Producida por MgSO<sub>4</sub>.

Como trabajo complementario referente a los análisis microestructurales, se examinaron muestras de la pasta superficial de concreto por medio de técnicas de caracterización microestructural como lo son la microscopía electrónica de barrido (MEB) y el análisis por dispersión de energía de rayos (EDS), determinando los principales productos de hidratación del cemento, así como la evidencia de la formación de compuesto dañinos generados de manera gradual conforme al tiempo de exposición progresivo del concreto en un ambiente sulfatado.

En la figura 36 se observa la microestructura presente de muestras examinadas a los 2 meses de deterioro bajo sulfatos tanto de sodio como de magnesio. Se perciben claramente los principales productos de hidratación del cemento tales como el silicato de calcio hidratado (CSH) e hidróxido de calcio (Ca(OH)<sub>2</sub>).

Ambos escenarios carecen de compuestos dañinos para el concreto, a excepción de la formación del yeso, que es generado como consecuencia de la reacción entre los sulfatos (de sodio y magnesio) y el hidróxido de calcio.

Para los productos de hidratación presentes en las figuras 36 a) y b), se muestra al silicato de calcio hidratado como un conglomerado de cristales con morfología irregular de gran proporción distribuidos sobre la mayor parte de la matriz. Por su parte, el hidróxido de calcio se aprecia representado mediante cristales hexagonales laminares con un pequeño peralte en forma de panal de abeja. Y por último, el yeso expuesto por medio de cristales prismáticos aperlaltados, presentes de manera individual o en conjunto.

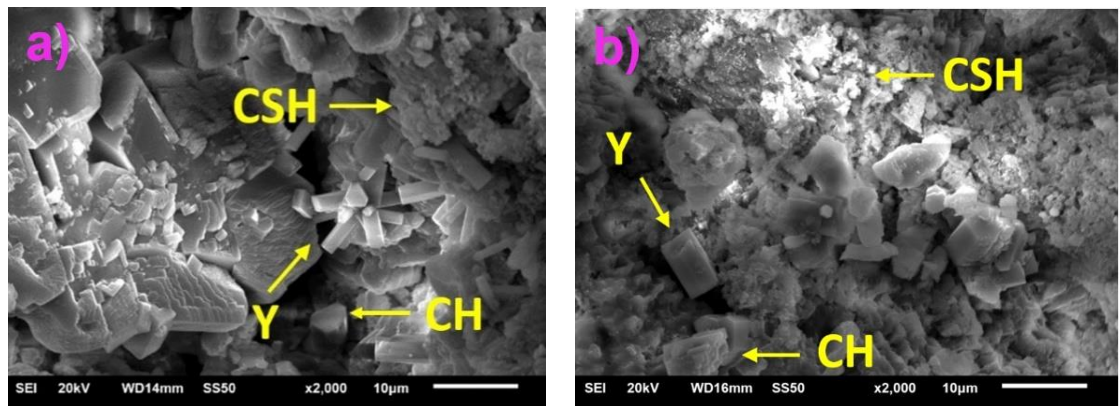


Figura 36.- Microestructura de pastas a 2 meses: a) Producida por  $\text{Na}_2\text{SO}_4$ , b) Producida por  $\text{MgSO}_4$ . (CSH: Silicato de calcio hidratado, CH: Hidróxido de calcio, Y: Yeso.)

Respecto al análisis microestructural llevado a cabo a los 4 meses de una muestra deteriorada por sulfato de sodio (figura 37), se aprecian (dada su morfología) el gel de silicato de calcio hidratado (CSH), que es generalmente llamado tobermorita, así como cristales de yeso.

La apariencia de la microestructura del silicato de calcio hidratado se vuelve más irregular, lo que demuestra una alteración respecto al análisis hecho a los 2 meses. La micrografía hace mostrar la ausencia de cristales de portlandita, compuesto indispensable para salvaguardar la integridad del CSH. Así mismo se detectaron una gran cantidad de vacíos, oquedades de las cuales son el

resultado de las interacciones entre los iones de sulfato y los productos de reacción del cemento, fenómeno descrito también por Zhang [72].

Por otro lado, se aprecian claramente algunas piezas grandes de cristales de yeso, mineral que se forma a partir la interacción entre los sulfatos y el hidróxido de calcio. Para verificar esta apariencia en la microestructura y su correspondencia con el mineral, se llevó a cabo un análisis por dispersión de energía de rayos (EDS) por mapeo de área, dando como resultado la presencia de elementos tales como Si, S, Ca y Na, que confirman la presencia del yeso.

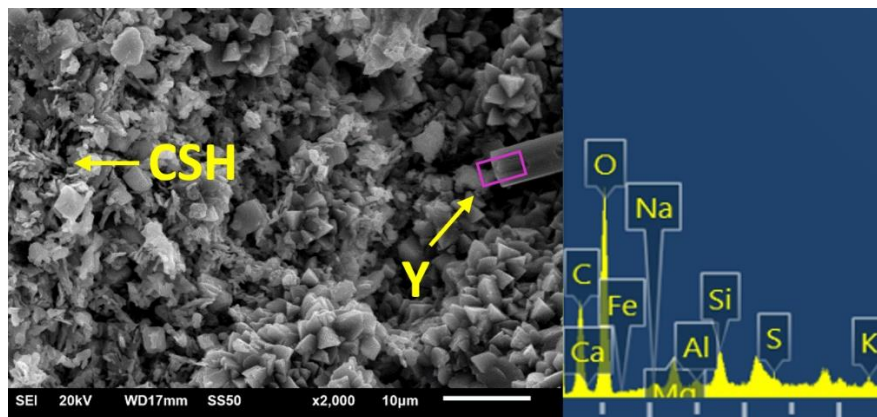


Figura 37.- Microestructura de pastas a 4 meses producida por  $\text{Na}_2\text{SO}_4$  con su respectivo análisis de EDS (CSH: Silicato de calcio hidratado, Y: Yeso.)

Por su parte, para el análisis microestructural llevado a cabo a los 4 meses de una muestra deteriorada por sulfato de magnesio se observa que en el proceso de hidratación del cemento, los iones de  $\text{MgSO}_4$  reaccionan con la portlandita para formar hidróxido de magnesio ( $\text{Mg}(\text{OH})_2$ ), este compuesto se aprecia en la micrografía de la figura 38 como una estructura reticular presente en forma de capas con algunas oquedades.

Este nuevo producto tiene la capacidad de adherirse a los principales productos de hidratación del cemento, lo que conlleva a una función de bloqueo temporal

para la incrustación y disminución del coeficiente de difusión del sulfato en la matriz cementante, lo que podría considerarse benéfico hasta cierto punto para el concreto [40].

No obstante, Wang y cols. [73] establecen que el magnesio reacciona con el silicato de calcio hidratado (CSH) formando con ello silicato de magnesio hidratado (MSH), un gel sin capacidad de unión responsable del ablandamiento de la pasta, generador en cierto modo de la pérdida de resistencia mecánica del concreto. Así pues, es importante reconocer que los iones de magnesio están directamente relacionados con la formación de nuevos compuestos que modifican la microestructura del concreto, y por tanto, como consecuencia repercuten en las propiedades mecánicas de este material.

Por último, para verificar esta apariencia en la microestructura y su correspondencia con este compuesto, se llevó a cabo un análisis por dispersión de energía de rayos (EDS) por mapeo de área, dando como resultado la presencia de óxidos tales como Si, S, Ca y Mg, que confirman la formación de esta nueva fase.

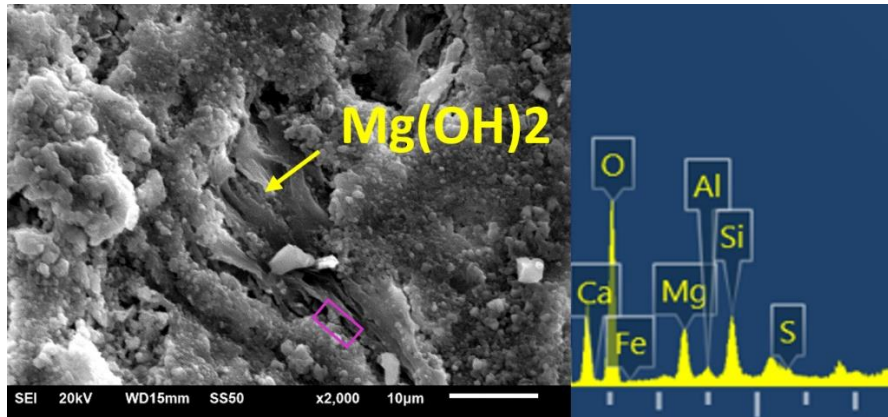


Figura 38.- Microestructura de pastas a 4 meses producida por  $MgSO_4$  con su respectivo análisis de EDS ( $Mg(OH)_2$ : Hidróxido de Magnesio)

Para finalizar, el análisis microestructural llevado a cabo a los 6 meses para el deterioro generado por el sulfato de sodio se muestra en la figura 39 a). Se puede observar un conglomerado de mineral de yeso producto de la constante reacción entre los iones de sulfato de sodio y el hidróxido de calcio liberado en el proceso de hidratación del cemento.

Esta micrografía muestra el desarrollo de los cristales prismáticos alargados de mineral de yeso unidos en forma de erizo, exhibiendo un volumen considerable de relleno dentro de uno de los microporos del concreto. Esto pone de manifiesto que el sulfato de sodio tiene la capacidad de reaccionar con los productos de hidratación del cemento para formar yeso, y según algunos investigadores afirman que este mineral tiene la capacidad generar un aumento de 1.24 veces su volumen total [74,75].

Por su parte en la figura 39 b) se muestra una micrografía de la degradación generada por el sulfato de magnesio a los 6 meses, el cual ocasionó que el yeso hiciera reacción con los aluminatos, dando lugar a la producción de Etringita, así como la formación y propagación de fisuras internas en el microporo del concreto.

Este último mineral mencionado en el párrafo anterior presenta una morfología de tipo aguja que tiene la capacidad de sobre densificar la matriz cementante, generando un efecto expansivo que por consecuencia provoca fisuras internas y externas al sobrepasar el volumen total de los poros, además de propiciar el desconchamiento de la pasta de concreto. Por tal motivo da lugar a la pérdida de masa y a una considerable reducción en las propiedades mecánicas de este material [76,77].

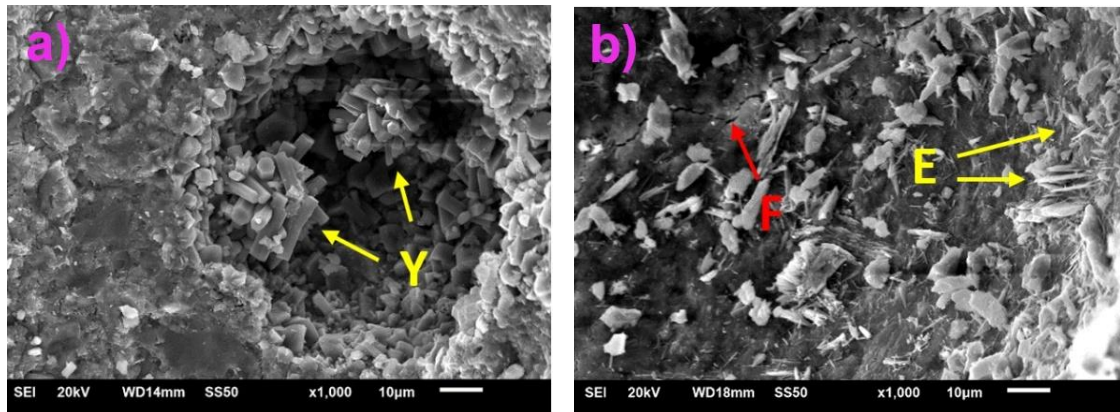


Figura 39.- Microestructura de pastas a 6 meses: a) Producida por  $\text{Na}_2\text{SO}_4$ , b) Producida por  $\text{MgSO}_4$ . (E: Etringita, Y: Yeso, F: Fisura)

Adicionalmente para concluir el análisis microestructural a 6 meses se tomaron imágenes del agrietamiento superficial ocasionado por los mecanismos de degradación bajo  $\text{Na}_2\text{SO}_4$  y de  $\text{MgSO}_4$  sobre la pasta de concreto que tuvieron contacto con el agua sulfatada de ambas muestras sin refuerzo (figura 40), como representación a las demás mezclas fabricadas, considerando que el concreto fue el mismo en todas las series (a excepción del refuerzo).

La figura 40 a) muestra una considerable presencia de poros en la superficie de la pasta de concreto, así como la generación de un par de fisuras en forma de triángulo en la parte inferior de la imagen. En esta etapa de degradación el



principal modo de daño de los especímenes se hace presente mediante la expansión química del yeso y el deterioro físico debido a la cristalización del sulfato de sodio.

Por el contrario, la figura 40 b) refleja un descoloramiento blanquecino en la parte central de la micrografía, por donde interceptan dos fisuras de manera perpendicular que se prolongan hasta dos de los vértices en la imagen. El deterioro es evidente en esta etapa de degradación debido al desarrollo considerable de cristales de yeso y etringita, que tienen la singularidad de propiciar un fenómeno expansivo, densificando los poros internos por su aumento de volumen, ocasionando con ello tensiones internas en la matriz cementante que conllevan finalmente a la formación de microfisuras en la superficie de las muestras. Tal como sucede en la investigación llevada a cabo por Wang y cols [78].

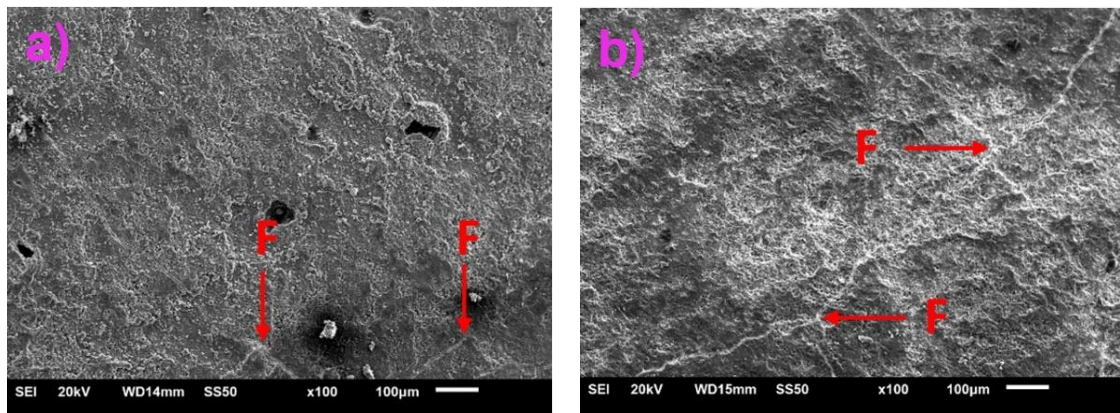


Figura 40.- Fisuras presentes en la superficie de la pasta de concreto: a) Producida por  $\text{Na}_2\text{SO}_4$ , b) Producida por  $\text{MgSO}_4$ .

En definitiva, los resultados demuestran claramente que los compuestos generados derivados de la degradación por sulfatos al concreto modifican su apariencia y microestructura, lo que finalmente conlleva a repercutir e influir

directamente en las propiedades mecánicas de este material. Este fenómeno es uno de los temas principales de esta investigación y se discutirá con mayor detalle en la sección expuesta de resultados bajo esfuerzo a compresión y el comportamiento a flexión de los especímenes en el presente documento.

### **3.4 Evaluación de las propiedades mecánicas**

#### **3.4.1 Ensayo a flexión**

##### **3.4.1.1 Curvas Carga – Deflexión**

###### **3.4.1.1.1 Diseño sin refuerzo**

El ensayo a flexión permite determinar la carga resistente de los especímenes en función de un determinado control de desplazamiento al centro de los paneles.

En las figuras 41 y 42 se muestran las curvas carga-deflexión de los diseños fabricados sin refuerzo, plasmando en ellas los especímenes de referencia ensayados a los 28 días y las series expuestas bajo degradación por  $\text{Na}_2\text{SO}_4$  y  $\text{MgSO}_4$ , respectivamente. Ambas figuras tanto para sus dos ejemplares a) y b) exponen el comportamiento frágil base cemento del concreto, así como su incapacidad de carga posterior al agrietamiento.

Estos especímenes limitaron su resistencia a la establecida únicamente por la carga última y carga de ruptura del concreto, sin tener de por medio refuerzo alguno. Esta particularidad se define por la norma ASTM C1609 [79] como el primer valor de la carga en la gráfica carga-deflexión cuando este tiene pendiente cero, y es considerado como el punto de ruptura de la matriz de concreto.

La figura 41 a) expone un aumento del 19.84% del valor de la carga última del espécimen ensayado a 2 meses en comparativa con el de referencia a los 28 días. Mientras que en la figura 41 b) se observa un aumento del 15.38% del valor de la carga del espécimen ensayado a 2 meses en contraste a su respectivo pánel de referencia. Posteriormente ambas gráficas presentan un declive en la carga a los 4 y 6 meses respectivamente, a excepción del pánel a 6 meses de la figura 41 a), que, aunque supera la carga del gráfico a los 4 meses y de referencia, carece de un drástico desplazamiento que ocasiona una menor área bajo la curva carga-deflexión. Además, se percibe un patrón relativo en cuanto al orden en la disminución de deflexión para ambas figuras, comenzando por los pánels ensayados a 28 días, seguido de los de 4 meses, 2 meses y por último los de 6 meses.

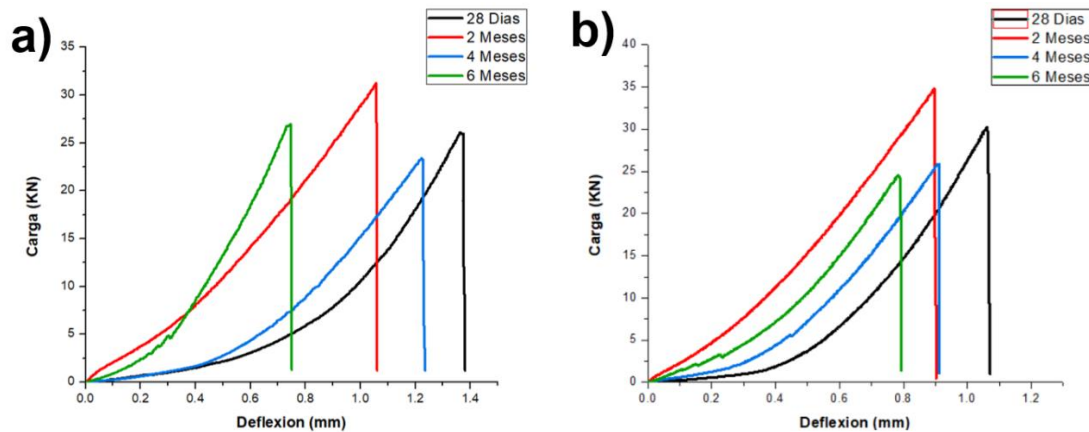


Figura 41.- Curvas carga-deflexión del diseño sin refuerzo para ambos ejemplares expuestos a  $\text{Na}_2\text{SO}_4$ .

Respecto al efecto ocasionado por la degradación del sulfato de magnesio en los especímenes con diseño sin refuerzo bajo el ensayo a flexión, estos se aprecian en la figura 42.

De igual manera como en los páneles expuestos a sulfato de sodio, estos degradados bajo sulfato de magnesio presenta un comportamiento general similar, con un aumento de carga de 11.03% para el primero ejemplar (figura 42 a) y 0.20% para el segundo (figura 42 b) a los dos meses, respecto a su correspondiente pánel comparativo a 28 días. Posteriormente muestran un patrón de decadencia en cuanto a la carga para los siguientes 4 y 6 meses respectivamente.

Así mismo, los gráficos a 4 y 6 meses de ambos ejemplares evidencian un patrón repetitivo en cuanto a la disminución en la deflexión conforme al aumento de exposición a la degradación en los páneles. No obstante, el ejemplar 42 a) exhibe una reducción habitual en cuanto al desplazamiento al centro del pánel respecto al de 28 días, justo como los observados en la figura 41, sin embargo, el ejemplar 42 b) compensa el área bajo la curva disminuyendo su carga, pero prolongando su deflexión, respecto al de referencia.

Este fenómeno de consolidación, aumento y posterior pérdida de resistencia general mostrado en estos gráficos, así como la decadencia en el desplazamiento al centro del pánel, tiene lugar en la degradación proporcionada por la interacción causada de los sulfatos al concreto. Estos interactúan con la superficie de la pasta, la cual en el momento del ensayo a flexión se encuentra sometida a la mayor cantidad de esfuerzos a tensión de todo el elemento.

Las variaciones de carga limitadas a la carga de ruptura del concreto en los diseños sin refuerzo, se encuentran influenciadas por la energía de fractura requerida sometida a condiciones variables en función del tipo de sulfato

expuesto y las interacciones pasta-sulfato que originan la degradación en función del tiempo. Esto se resume en exhibir una mayor densificación de la matriz superficial por los productos de reacción generados a los 2 meses (lo que origina un ligero aumento de carga), mientras que para los 4 y 6 meses de exposición una notoria degradación, dando lugar a la disminución en la carga y por ende a una menor resistencia a flexión.

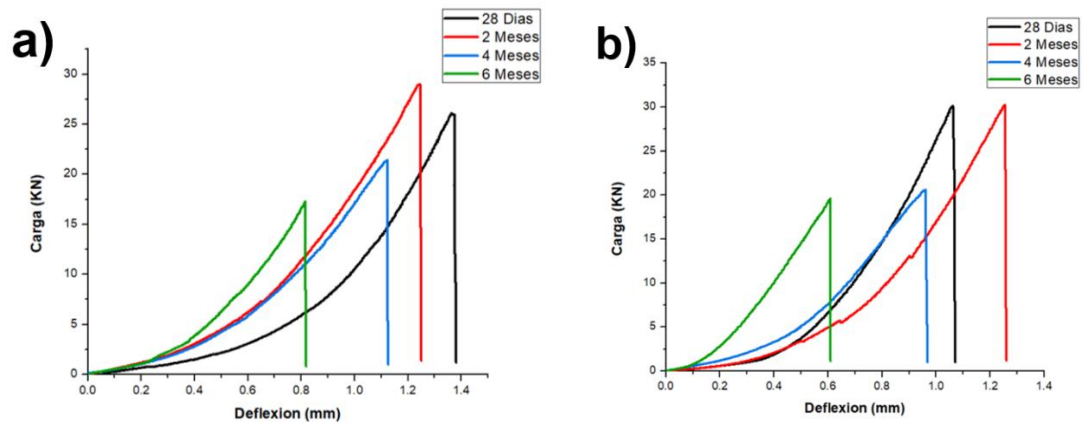


Figura 42.- Curvas carga-deflexión del diseño sin refuerzo para ambos ejemplares expuestos a  $MgSO_4$ .

### 3.4.1.1.2 Diseño reforzado con malla de acero electrosoldada

Con respecto al ensayo a flexión efectuado para los diseños con refuerzo continuo utilizando una malla de acero electrosoldada, los resultados se aprecian en las curvas carga-deflexión de las figuras 43 y 44 con sus respectivos gráficos de referencia a 28 días y las resultantes de los especímenes bajo degradación por  $Na_2SO_4$  y  $MgSO_4$ , respectivamente.

En las figuras mencionadas anteriormente, se observa el comportamiento del concreto reforzado como material compuesto, especialmente por el aporte de resistencia posterior a su agrietamiento debido a la implementación del refuerzo.

Es importante destacar que cuando el concreto falla a tensión debido a la flexión, se produce una caída abrupta en su capacidad de carga, sin embargo debido a que los alambres de acero se encuentran embebidos dentro de la matriz del concreto, estos absorben los esfuerzos a tensión demandados por la formación de grietas y el anclaje presente del acero como puenteo de unión. Así pues, la malla de acero no soportará una carga sumamente considerable, hasta que existan deformaciones significativas que estiren los alambres de acero lo suficiente para activar su resistencia a tensión [80].

Los cuatro ejemplares que surgieron como resultante del ensayo a flexión utilizando como refuerzo la malla de acero (figura 43 y 44) presentaron una carga máxima superior a la carga de ruptura por parte del concreto, lo que comprueba que existió un endurecimiento por deformación en la zona inelástica posterior al punto de fluencia. No obstante, entre la zona plástica y zona de estricción posteriormente se presentaron caídas abruptas que se consideran inestables en su comportamiento general, dando lugar finalmente a la ruptura del refuerzo.

Este fenómeno simplemente ocasionó que los esfuerzos a tensión en la sección de puenteo fueran más grandes que el resistente por la malla de acero, lo que originó fracturas en alguno de sus ejes y su inevitable colapso. Y por consiguiente, incumplir el desplazamiento mínimo al centro del panel establecido por la Norma EFNARC EN14488-5 [19] de al menos 25 mm, como se tenía contemplado al inicio de la presente investigación.

Ahora bien, la figura 43 a) presenta un comportamiento similar en todos sus gráficos, con una carga de ruptura entre los 2 primeros mm de desplazamiento,

alcanzando su carga última entre los 4 y 5 mm, para tener una ruptura del elemento entre los 7 y 9 mm de deflexión. Además, es de destacar que la carga última en todos los gráficos es al menos 1.3 veces mayor que la carga de ruptura, por lo que se evidencia la ductilidad impuesta por el refuerzo en el concreto. Así mismo se aprecia un patrón en paralelo de la disminución en la resistencia para la carga de ruptura y carga última, mostrando un mejor desempeño para el pánel ensayado a los 4 meses, seguido del de referencia, para culminar en descendencia con el de 2 y 6 meses respectivamente.

Respecto al ejemplar de la figura 43 b) el pánel predominante en cuanto a las limitantes de carga de ruptura y carga última es el de referencia a los 28 días, seguido del de 2 meses, para continuar con el de 6 meses y finalizar con el de 4 meses. No obstante, en este último gráfico a los 4 meses se percibe una reducción y/o limitante de ambas cargas (última y de ruptura), en comparativa con el resto de pánels, sin embargo, se efectúa una compensación de deflexión en la zona inelástica para abarcar una mayor capacidad de carga.

Así mismo, el comportamiento de todos los gráficos en este último ejemplar presenta la carga de ruptura en el milímetro y medio de deflexión al comienzo del ensayo, para posteriormente desarrollar su carga máxima entre los 2 y 3 mm de desplazamiento y encontrar la ruptura final entre los 9 y 10 mm; a excepción del gráfico a los 4 meses, que presenta su carga máxima entre los 8 y 9 mm y su ruptura final entre los 11 y 12 mm. Además, cabe señalar que todos los pánels exhibieron una carga última de al menos 1.33 veces mayor que la carga de

ruptura en todos los casos, garantizando con ello la ductilidad del material compuesto.

Este fenómeno presente en ambos ejemplares por parte del gráfico a 4 meses correspondiente al comportamiento desigual en contraste con el resto de los especímenes, se considera que tiene lugar en la influencia de los productos de reacción conforme al paso del tiempo en la hidratación y deterioro, pero principalmente por la densificación de la matriz a través de la formación del yeso presente en los poros internos del concreto en las zonas cercanas del recubrimiento en la que se tuvo exposición al sulfato de sodio.

En la colocación del refuerzo al momento de efectuar el colado, se ubicó la malla en la parte central tomando como referencia el peralte del molde, tratando de simular las irregularidades del macizo rocoso (cuando es implementado el refuerzo en construcciones subterráneas), y tomando como referencia lo realizado en las investigaciones de Yining y Cols. [37] así como de Kirsten [81], sin embargo, llegado el momento del ensayo al examinar los bloques de los especímenes fracturados, se observó que la malla se hundió hasta aproximadamente una cuarta parte del peralte total del espécimen. Esto pudo haber pasado como consecuencia del vibrado de la segunda capa de concreto y su debida manipulación de los moldes al término del colado.

Esta manipulación no intencional del refuerzo ocasionó que los alambres de acero estuvieran expuesto a una zona relativamente cercana a la interacción de los sulfatos con el concreto. Y que dada las condiciones de degradación, la gravedad y la acción capilar entre los poros y su respectiva permeabilidad, los



productos de reacción llegaran a densificar la zona de área superficial de anclaje entre el acero de refuerzo y la matriz de concreto, dando lugar a una mejora en el desempeño de la capacidad de carga a los 4 meses. No obstante, esa sobresaturación de productos de reacción ocasionaría un agrietamiento interno que daría lugar a disminución de la capacidad de carga para los 6 meses.

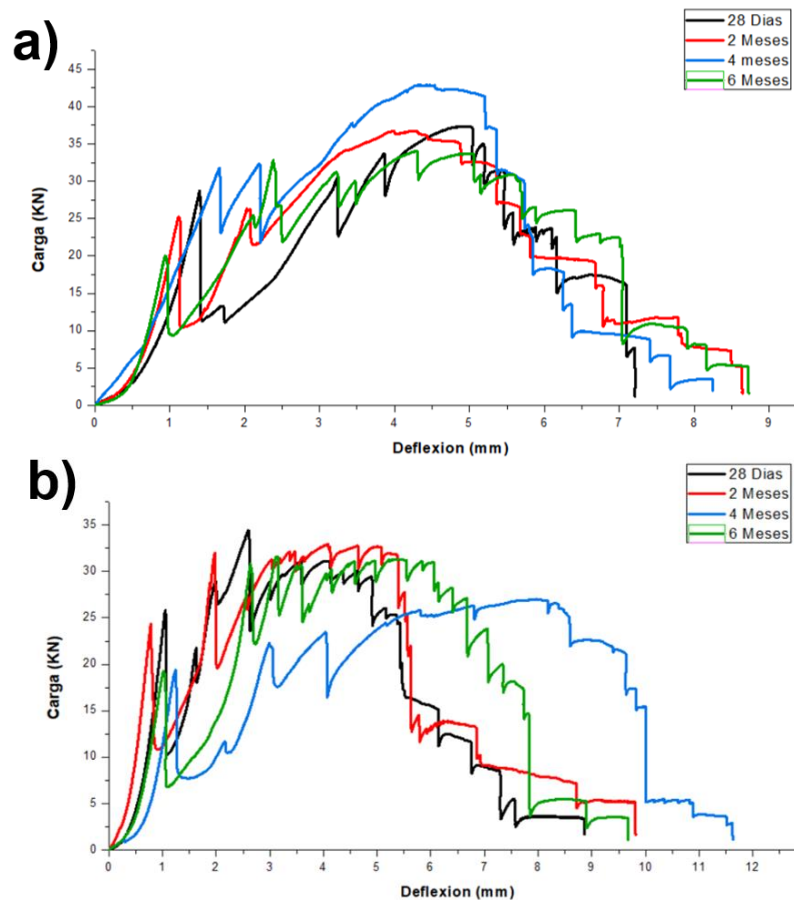


Figura 43.- Curvas carga-deflexión del diseño reforzado con malla de acero para ambos ejemplares expuestos a  $\text{Na}_2\text{SO}_4$ .

Para la figura 44, que presenta los resultados a flexión bajo el diseño reforzado con malla de acero y exposición a sulfato de magnesio, el ejemplar a) muestra un comportamiento similar de paridad entre el pánel de 2 meses y 4 meses, en el alcance de su carga de ruptura en el primer milímetro de desplazamiento y la obtención de la carga última entre los 3 y 4 mm. Mientras que los restantes

páneles de referencia y a 6 meses alcanzaron su carga de ruptura entre el primer y segundo milímetro, así como su carga última entre los 5 y 6 mm de deflexión. No obstante, la dispersión de resultados se presenta en la zona de estricción y ruptura final, ya que aunque la envolvente de carga en el gráfico a 2 meses sobresale por encima del resto, se limita a finalizar su capacidad de carga aproximadamente a los 5.5 mm de deflexión, mostrando un comportamiento sumamente inestable. Por el contrario, el gráfico de referencia mantiene una envolvente promedio en cuanto a carga y desplazamiento, culminando su capacidad pasados los 7 mm, mientras que los gráficos de 4 y 6 meses proceden de una manera similar en la zona de estricción con mayor ductilidad hasta llegar a una ruptura final muy cerca de los 10 mm de deflexión.

Además, en todos los casos, la carga última es al menos 1.2 veces mayor que la carga de ruptura del concreto, llegando a valores máximos hasta de 1.5 veces. Lo que comprueba que existe ductilidad en el material, pero sobre todo una capacidad de carga posterior al agrietamiento en deflexiones no mayores a los 10.5 mm.

Respecto al ejemplar 44 b), se presenta la carga de ruptura del concreto para todos los especímenes dentro del primer milímetro y medio de desplazamiento al centro del pánel. Posteriormente, los páneles ensayados a 28 días y 4 meses alcanzan su carga máxima dentro de los 2 y 3 mm de deflexión, mientras que los páneles ensayados a 2 y 6 meses perciben su carga última entre los 3 y 4 mm. Finalmente, para culminar su ruptura final en un intervalo entre los 7.5 y 10 mm de desplazamiento.

En términos generales el comportamiento de todos los gráficos en este ejemplar (figura 44 b) es muy similar, a excepción de la pérdida de la capacidad de carga que exhibe el pánel ensayado a los 2 meses dentro de los 5 y 6 mm de deflexi3n sobre casi la mitad de su carga total (o carga última), mostrando una inestabilidad de soporte de carga en la etapa de estricci3n. Así mismo, del aumento del desplazamiento final del pánel ensayado a los 4 meses, lo que manifiesta un grado considerable de estabilidad y aumento de ductilidad.

Además, en este último ejemplar la carga última en todos los casos fue de al menos fue 1.2 veces mayor que la carga resistente del concreto, y como máximo de 2.1 veces. No obstante, como muestran los resultados, esa ductilidad aparente no garantiza un comportamiento sumamente estable, como lo es el caso del gráfico a 2 meses previamente mencionado en el párrafo anterior.

En resumen, se puede tomar a consideraci3n la influencia del sulfato de magnesio para estos últimos gráficos (figura 44 a y b) en el comportamiento posterior al agrietamiento del concreto. Las envolventes de carga mostraron el efecto benéfico (hasta cierto punto) a los 2 meses por la reacci3n de los productos de hidrataci3n y densificaci3n del yeso en las zonas cercanas a la superficie en la cual se tuvo exposici3n a los sulfatos (densificando el área superficial de anclaje del refuerzo), mientras que para los 4 meses una disminuci3n de carga para dar lugar al aumento de deflexi3n que directamente influye en la ganancia de ductilidad. Este efecto posiblemente se dio por la aparici3n de productos de reacci3n como la brucita y el aumento de la dolomita. Por último, a los 6 meses, un ligero aumento de carga en comparativa a los 4 meses (probablemente

influenciado por la entringita y dolomita), así como una permanencia y reducción de desplazamiento al centro del pánel, lo que dio origen a la disminución en el soporte de carga.

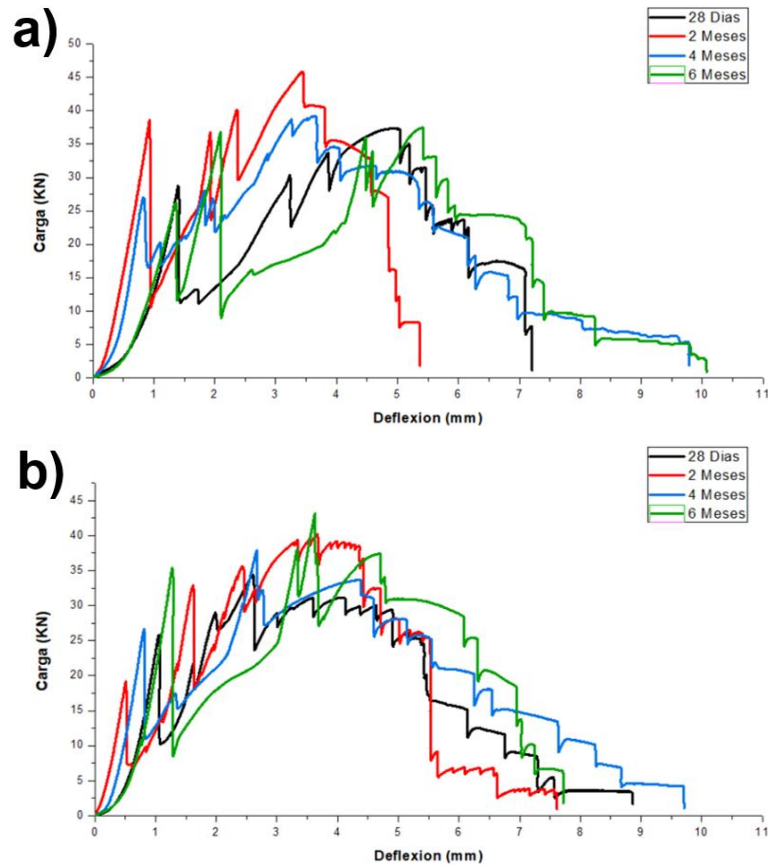


Figura 44.- Curvas carga-deflexión del diseño reforzado con malla de acero para ambos ejemplares expuestos a  $MgSO_4$ .

Por último, es importante destacar en los cuatro ejemplares de las figuras 43 y 44, que los valores de carga de ruptura y carga última, así como su comportamiento en general de ductilidad, se encuentran algunos valores de dispersión y no en todos los casos se respeta un patrón entre ambas cargas en un mismo gráfico, y/o entre valores de un ejemplar y otro. Esto se debe a que existen factores que influyen en el ensayo no solo limitados por el ataque de los sulfatos al concreto, sino también por el grado de profundidad a la que se

encontraba el refuerzo al momento del ensayo, la inclinación de la malla sobre los ejes perpendiculares a la aplicación de la carga, el número de alambrones existentes en la unión de grietas, así como su cercanía de estos con el centro del espécimen, donde se efectuó la carga y se situaron los mayores desplazamientos.

#### **3.4.1.1.3 Diseño reforzado con 20 kg de fibras de acero**

Referente al ensayo a flexión efectuado para los diseños reforzados de manera discontinua con 20 kg de fibras de acero, los resultados se aprecian en las curvas carga-deflexión de las figuras 45 y 46 con sus respectivos gráficos de referencia a los 28 días y correspondientes resultados de los especímenes bajo degradación por  $\text{Na}_2\text{SO}_4$  y  $\text{MgSO}_4$ .

En los gráficos de las figuras mencionadas en el párrafo anterior, se aprecia el comportamiento del concreto como material compuesto reforzado de manera aleatoria en toda su matriz, resaltando el aporte significativo de resistencia residual posterior a su agrietamiento, llevado a cabo por el refuerzo discontinuo.

Cabe resaltar que cuando el concreto falla a tensión por conducto del sometimiento a flexión del elemento, se genera una caída súbita en su capacidad de carga, lo que da origen a su agrietamiento. Nos obstante, debido a la distribución aleatoria del refuerzo discontinuo (fibras), las cargas se redistribuyen en el acero que actúa como puenteo de unión atravesando las grietas y manteniendo la continuidad y capacidad de carga del elemento [80]. Posteriormente el material compuesto soporta las cargas crecientes a través de

la resistencia a la extracción de las fibras de la matriz, que a su vez sufren una deformación dúctil cuando son cargadas más allá del límite elástico [38].

Los cuatro ejemplares que surgieron como resultado del ensayo a flexión utilizando como refuerzo 20 kg de fibras de acero (figura 45 y 46), en su gran mayoría presentaron una carga última superior a la carga de ruptura resistida por el concreto, lo que indica un comportamiento general de endurecimiento ligero por deformación en la zona inelástica posterior al punto de fluencia. Posteriormente, en la zona plástica y zona de estricción exhibieron una disminución gradual de carga, hasta llegados los 30 mm de deflexión, lo que representa una estabilidad en cuanto a la capacidad de mantener la carga implementada por este refuerzo discontinuo.

Resaltando el análisis gráfico de manera individual, la figura 45 a) muestra una carga de ruptura de todos los especímenes en los primeros 2 mm de deflexión, seguido de una carga última dentro de los primeros 3 mm para el pánel ensayado a los 28 días y el de 2 meses, mientras que para los especímenes de 4 y 6 meses, esta carga última se amplía hasta un desplazamiento aproximado de 7 mm. De igual manera, la carga última es como mínimo 1.1 veces mayor a la carga de ruptura y como máximo 1.5 veces, lo que indica la presencia de un fenómeno ligero de endurecimiento por deformación en todos los especímenes.

Además de las observaciones realizadas anteriormente, en el mismo ejemplar a) de la figura 45 se aprecia un gráfico a 28 días estándar de referencia, seguido de una curva resultante del pánel de 2 meses que sobresale por encima de todas las demás. Para los especímenes ensayados a los 4 y 6 meses la capacidad de

carga cae en declive de manera gradual con buena estabilidad hasta el final del ensayo (teniendo un mejor desempeño el de 4 meses), donde todos los gráficos tuvieron la particularidad de disminuir su carga final de ensayo a los 30 mm de deflexión hasta aproximadamente 5 KN.

Por su parte el ejemplar b) de la figura 45, la carga de ruptura de todos los especímenes se limitó al milímetro y medio de deflexión al centro del panel, mientras que la carga última de las curvas a 2, 4 y 6 meses se limitó a no más de 3 mm y poco menos de 5 mm de desplazamiento para el de referencia a 28 días.

Las curvas referentes del comportamiento para este ejemplar (figuras 45 b) de manera general mostraron que la carga última fue al menos 1.2 veces mayor que la carga de ruptura en todos los casos, lo que indica un ligero endurecimiento por deformación en la zona inelástica. Esto a excepción del espécimen ensayado a los 4 meses, en donde la carga última y de ruptura se consideran la misma, dado que al alcanzar su carga máxima resistente por parte del concreto en la zona elástica, los valores del soporte de carga en ningún momento superaron dicho valor. Este fenómeno se le conoce como ablandamiento por deformación y probablemente se haya presentado por la dispersión no uniforme de las fibras justo en el plano donde se originó el primer agrietamiento, tal como lo describen Cengiz y Cols. [38] en su investigación.

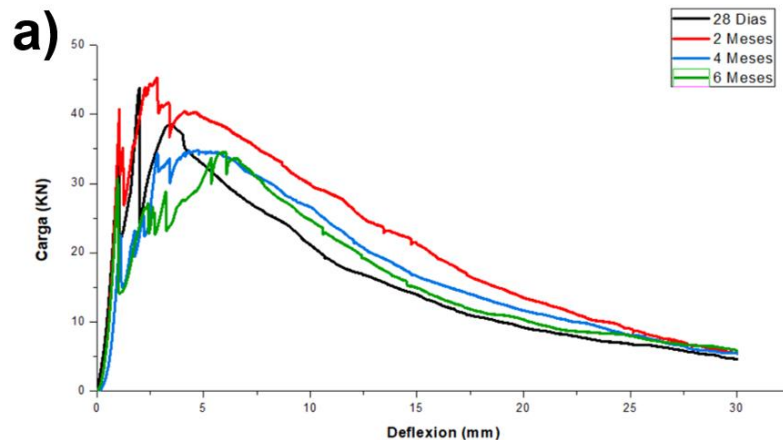
Así mismo se puede apreciar en este ejemplar (figura 45 b) la envolvente de referencia a los 28 días, con el pico de carga de ruptura y de carga última claramente definidos. Posteriormente se observa el espécimen ensayado a 2 meses con un comportamiento de su curva muy superior al resto de los paneles

dentro de la zona plástica entre 1.5 y 12.5 mm, no obstante una notable pérdida gradual en su capacidad de sostenimiento de carga (inestabilidad) al finalizar el ensayo. Para la curva referente al ensayo de 4 meses, se ubica por encima del de la de referencia y por debajo de la de 2 meses (presentando ablandamiento por deformación), y finalmente la representante de 6 meses, que se encuentra con la menor capacidad de carga en su zona de estricción, mostrando en este mismo intervalo perturbaciones notables con caídas mínimas y soportes de carga cíclicas inusuales en comparativa con las demás gráficas.

Se infiere que el comportamiento superior mostrado en cuanto a la capacidad de carga reflejado en sus envolvente para los especímenes ensayados a 2 meses de los ejemplares de la figura 45 (tanto para el ejemplar a, como el b), hace referencia a la sobre densificación por parte del yeso y productos de reacción de hidratación en la zona de área superficial de las fibras de acero y su respectivo contacto de anclaje con la matriz de concreto, sobre todo del refuerzo discontinuo embebido en el concreto que estuvo cerca de la exposición a los sulfatos, ya que serían las primeras fibras en activarse posterior al agrietamiento. Este fenómeno en un determinado tiempo de ensayo a los 2 meses hizo que la resistencia a la extracción de las fibras aumentara y por ende su capacidad de carga y deformación. No obstante, esa sobresaturación de productos de reacción generado por el ataque del sulfato de sodio superó el volumen disponible de los poros internos, generando con ello tensiones internas que dieron origen a micro agrietamientos.



A la par del fenómeno mencionado en el párrafo anterior, en las evaluaciones a flexión a los 4 y 6 meses respectivamente, la capacidad de carga del material compuesto se reduce considerablemente en función del tiempo de exposición. Este nuevo fenómeno se presenta debido a la degradación ocasionada por el  $\text{Na}_2\text{SO}_4$  en el concreto. Los resultados obtenidos por los análisis microestructurales demuestran que existe una sobresaturación del yeso a los 6 meses de degradación, así como una presencia de entringita como nuevo producto de reacción expansivo. De igual manera se genera la aparición de anortita, que actúa como desestabilizador de los principales productos de reacción del concreto (portlandita y CSH). Esto origina que la resistencia de separación entre las fibras y el concreto disminuya, dada la pérdida de adherencia y anclaje de la matriz del material.



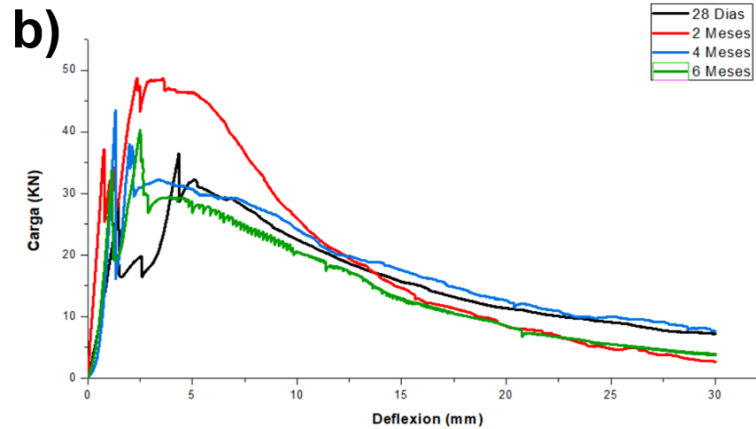


Figura 45.- Curvas carga-deflexión del diseño reforzado con 20 kg de fibras de acero para ambos ejemplares expuestos a  $\text{Na}_2\text{SO}_4$ .

Para la figura 46, en la cual se presentan los resultados a flexión bajo el diseño reforzado con 20 kg de fibras de acero y exposición a sulfato de magnesio, el ejemplar a) limita la carga de ruptura del concreto de todos los especímenes en su zona elástica a los 2 mm de desplazamiento al centro del pánel. Posteriormente la carga última de los gráficos de referencia a 28 días y a 4 meses alcanza su punto máximo a los 2.5 mm de deflexión, mientras que el de 2 meses a 4 mm, y el de 6 meses hasta aproximadamente los 6 mm de desplazamiento. Así mismo, la carga última es como mínimo 1.3 veces mayor que la carga de ruptura y 1.5 veces como máximo en todos los pánels (a excepción del de 2 meses), lo que indica un comportamiento dúctil del material compuesto y la evidencia de endurecimiento por deformación ligero. No obstante, el espécimen ensayado a 2 meses muestra un comportamiento en general muy sofisticado en la zona de estricción en comparativa al resto, a expensas de que su carga de ruptura es casi idéntica a su carga última.

De igual manera en este mismo ejemplar (figura 46 a) la envolvente de los especímenes sometidos a degradación por sulfatos presentó un ligero desfase

en la deflexión en comparativa al de referencia. Esto entre las zonas inelástica de endurecimiento por deformación y la zona de estricción. Las envolventes se encuentran bien definidas en cuanto a su capacidad de carga. El espécimen de referencia con 2 picos bien definidos mostrando la más alta carga última y de ruptura, así como una caída de carga gradual si anomalías, seguido de la de 2 meses con una capacidad de carga y área bajo la curva superior a todas, para finalizar con las de 4 y 6 meses en las cuales se reducen ambas cargas, así como su comportamiento en general, mostrando perturbaciones de carga sobre todo en la zona de estricción.

Respecto al ejemplar b) de la figura 46, la carga de ruptura se limita a los primeros 2 mm de deflexión, mientras que para la carga última obtenida de todos los especímenes entre el intervalo de los 2.5 y 5 mm de desplazamiento. Todos los especímenes mostraron una carga última al menos de 1.2 veces mayor que la carga de ruptura, y como máximo 1.6 veces (a diferencia del de 6 meses), lo que da lugar a garantizar la ductilidad del material compuesto con una buena capacidad de carga. No obstante, hay una excepción con el panel ensayado a los 6 meses, dado que su carga última fue muy similar a la de ruptura, pero con un comportamiento general de ablandamiento ligero por deformación en comparación con el resto de los paneles.

En términos generales, este ejemplar (figura 46 b) exhibe una envolvente de comportamiento para el espécimen de referencia bien definido en toda la ejecución del ensayo, mostrando el pico de carga de ruptura, su respectivo pico de carga última y un declive en decadencia de manera gradual con bastante

estabilidad. Para el de 2 meses, la capacidad de carga en la zona plástica y de estricción sobresale por encima de todo el resto de los paneles; mientras que para los especímenes ensayados a los 4 y 6 meses, sus cargas y comportamiento general de endurecimiento por deformación y en la zona de estricción se reduce considerablemente, esto respectivamente en función al tiempo de degradación. Así mismo, se perciben perturbaciones mínimas al comienzo de la zona de estricción para las curvas a 2 y 4 meses, mientras que para la curva a 6 meses, estas anomalías permanecen durante casi toda la longitud de la curva.

En definitiva, se deduce que el comportamiento presentado por las curvas representativas de los ensayos a 2, 4 y 6 meses en ambos ejemplares de la figura 46 (tanto a y b), tiene una clara influencia por parte del efecto del sulfato de magnesio en el concreto. Los especímenes ensayados a los 2 meses exhiben un grado de endurecimiento por deformación y capacidad de mantener la carga muy superior al del resto de los especímenes (incluyendo los de referencia). Probablemente este fenómeno tenga lugar en la sobre densificación de los poros internos del concreto a través de la ocupación en su volumen total y efecto expansivo por parte del yeso (generado por la interacción entre los sulfatos y el hidróxido de calcio), así como de la subsecuente hidratación de los productos tales como la portlandita y el silicato de calcio hidratado. Esto genera que la resistencia a la extracción de anclaje de las fibras cercanas a la zona de exposición a sulfatos aumente considerablemente cuando son sometidas a tensiones por su demandante acción en el cocimiento de las grietas, lo cual

ocasiona un aumento de carga y deflexión a la par, que le brindan mayor tenacidad y ductilidad al elemento.

Por otro lado, esa afectación e influencia del  $MgSO_4$  al concreto llegan a una etapa efímera de empaquetamiento y densificación que da inicio a su declive entre los 4 y 6 meses de exposición, en la que el efecto expansivo ocasionado por el yeso y la entrigita sobrepasan las tensiones internas resistentes en el concreto, lo que genera micro agrietamientos. A la par, con base en los análisis microestructurales realizado en la presente investigación, se reafirma la aparición de anortita con capacidad desestabilización de los principales productos de hidratación del cemento como el CH (hidróxido de calcio) y el CSH (silicato de calcio hidratado), lo que reduce considerablemente su resistencia. Por otro lado, el aumento de la dolomita y la desestabilización de la brucita, que según la investigación realizada por Zheng y cols., [40] el fenómeno en conjunto ocasiona el reemplazo de los iones de calcio en el gel de CSH por iones de magnesio, dando origen al silicato de magnesio hidratado (MSH), un gel blando sin capacidad de unión.

Esta reducción en las propiedades aglutinantes de la matriz del concreto afecta directamente el área de contacto y anclaje superficial entre las fibras de acero y el concreto, lo que ocasiona un deslizamiento más pronunciado provocado por el sometimiento a las tensiones de extracción de las fibras, enderezando sus extremos de gancho [82]. Este fenómeno da origen a las perturbaciones notables con caídas mínimas y soportes de carga cíclicas inusuales en las curvas carga-deflexión.

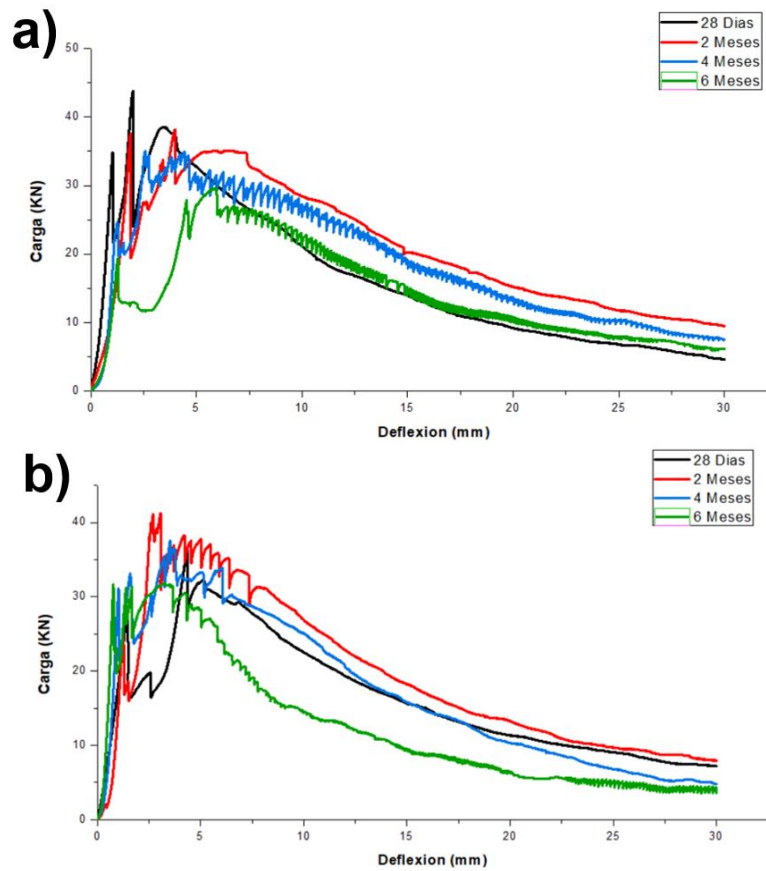


Figura 46.- Curvas carga-deflexión del diseño reforzado con 20 kg de fibras de acero para ambos ejemplares expuestos a  $MgSO_4$ .

#### 3.4.1.1.4 Diseño reforzado con 40 kg de fibras de acero

Respecto al ensayo a flexión efectuado para los diseños reforzados de manera discontinua con 40 kg de fibras de acero, los resultados se aprecian en las curvas carga-deflexión de las figuras 47 y 48 con sus respectivos gráficos de referencia a los 28 días y correspondientes resultados de los especímenes bajo degradación por  $Na_2SO_4$  y  $MgSO_4$ .

En los ejemplares de las figuras descritas en el párrafo anterior, se observa el comportamiento del concreto reforzado de manera discontinua, resaltando el aporte significativo de resistencia residual posterior a su agrietamiento llevado a cabo por el aumento del volumen de fibras de 20 a 40 kg por  $m^3$ .

Los cuatro gráficos que surgieron como resultado del ensayo a flexión utilizando como refuerzo 40 kg de fibras de acero (figura 47 y 48), absolutamente todos presentaron una carga última superior a la carga de ruptura resistida por el concreto, lo que refleja un comportamiento general de endurecimiento intenso por deformación en la zona inelástica posterior al punto de fluencia. Posteriormente, en la zona plástica y zona de estricción mostraron una disminución gradual de carga de manera estable en su capacidad de soporte, hasta llegados los 30 mm de deflexión al término del ensayo. No obstante, las perturbaciones fueron más notorias y aumentaron en función al tipo de sulfato y tiempo de exposición a ellos.

De lo que respecta a la figura 47 a), las cargas de ruptura del concreto no trascienden más allá de los 2 mm de desplazamiento y radican en un promedio de carga de 28 KN. Luego surge una tendencia de todos los especímenes para la obtención de la carga última aproximadamente a los 5 mm de deflexión, a excepción de la gráfica de 6 meses, que la alcanza aproximadamente a los 3 mm. Así mismo, todas las cargas últimas de los especímenes fueron al menos 1.7 veces mayores que las de ruptura y 2.4 veces como máximo, por lo que se evidencia una gran capacidad de carga por el aumento de fibras.

El comportamiento general en este ejemplar (figura 47 a) se rige por presentar una curva de referencia con un endurecimiento intenso por deformación posterior a la zona elástica, para proceder con una caída prácticamente lineal hasta los 12.5 mm de deflexión, donde decae la carga y toma un efecto de curvatura hasta terminado el ensayo. El espécimen ensayado a los 2 meses supera ligeramente

la carga última del de referencia, sin embargo, su capacidad de sostener la carga se vuelve más eficiente con un declive gradual en pendiente negativa casi hasta el final del ensayo. Para los especímenes ensayados a los 4 y 6 meses su comportamiento es muy similar, con perturbaciones en la carga entre los 2.5 y 7.5 mm de deflexión y un declive en su carga de manera gradual y en curva, muy similar al de referencia. No obstante, justo en las zonas donde se presenta la caída y soportes de carga cíclicas, el de 4 meses muestra valores de carga por encima del de 6 meses.

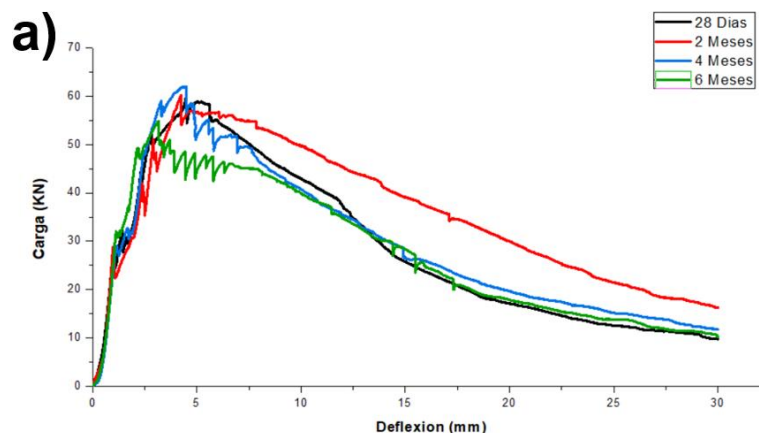
Para el ejemplar de la figura 47 b), las cargas de ruptura se limitan a una deflexión no mayor a los 2.5 mm, mientras que las cargas últimas se alcanza para todos los especímenes entre los 2.5 y 5 mm de desplazamiento. Además, esta última carga es al menos 1.5 mayor que la carga de ruptura, lo que representa un aumento sumamente considerable en cuanto al soporte y capacidad de carga, proporcionado por la implementación del refuerzo discontinuo y su respectiva tendencia a redistribuir las tensiones internas en la unión de grietas.

Respecto al comportamiento general de este ejemplar (figura 47 b), se aprecia la curva de referencia a 28 días con un considerable endurecimiento por deformación en la zona inelástica, para proceder en la zona de estricción con una caída suave y con una apreciable estabilidad. Respecto al gráfico de 2 meses se observa un comportamiento sumamente más sofisticado que el de referencia, con una envolvente superior al final de la zona plástica y la continuidad en la zona de estricción, presentado en ella una caída inesperada a los 11 mm de deflexión, para proseguir con una pendiente negativa controlada hasta el término del



ensayo. Para las curvas representativas de los 4 y 6 meses, muestra de perturbaciones cíclicas de subida y bajada de carga entre los 2.5 y 12.5 mm de deflexión (siendo el soporte de carga presentado por el de 4 meses muy superior al de 6 meses), para finalizar con un declive de su carga casi con pendiente cero al final del ensayo y con tendencia a culminar su resistencia aproximadamente a los 10 KN de carga.

Para ambos ejemplares de la figura 47 (tanto a como b), se percibe el mismo efecto que tiene el  $\text{Na}_2\text{SO}_4$  en el comportamiento a flexión de los paneles a través del fenómeno descrito en la figura 45, de la cual se realizó la discusión para especímenes con un refuerzo de 20 kg. El aumento del volumen de fibras propició de igual manera un aumento en los valores de capacidad de carga y área bajo la curva [37,38], sin embargo, también generó que existiera en el área perpendicular a las grietas una mayor cantidad de fibras que fueron sometidas a tensiones debido a las fuerzas de extracción, y por consecuencia ocasionaron un mayor número de deslizamientos, dada la pérdida de adherencia de la matriz de concreto. Esas caídas y soportes de carga en forma de perturbaciones que se perciben con claridad en ambos ejemplares hacen alusión a este fenómeno.



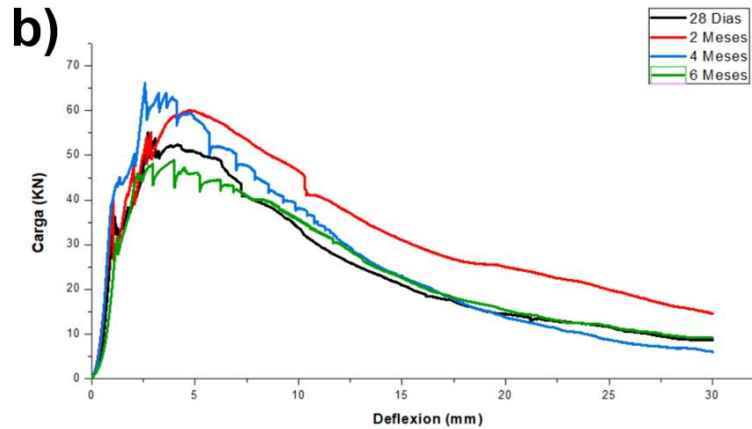


Figura 47.- Curvas carga-deflexión del diseño reforzado con 40 kg de fibras de acero para ambos ejemplares expuestos a  $\text{Na}_2\text{SO}_4$ .

Ahora bien, para la figura 48 a), las cargas de ruptura del concreto se limitan a una deflexión aproximada del milímetro y medio al comienzo del ensayo. Mientras que las cargas últimas a valores que no superan los 5 mm de desplazamiento al centro del panel. Así mismo, las cargas últimas son como mínimo 1.5 veces mayores que las cargas de ruptura, alcanzado un valor máximo de 2.4 veces.

En general el comportamiento a grandes rasgos de este mismo ejemplar (figura 48 a) muestra una gráfica representativa del ensayo del espécimen de referencia a 28 días con un considerable endurecimiento por deformación en la zona plástica, para proceder con una caída prácticamente lineal con pendiente negativa hasta los 12.5 mm de deflexión, donde presenta una ligera descarga, tomando un efecto mínimo de curvatura hasta el término del ensayo. Los especímenes a 2, 4 y 6 meses muestra un comportamiento muy similar en su pérdida de sostenimiento de carga en la zona de estricción, aproximadamente a partir de los 7.5 mm de desplazamiento y hasta finalizar el ensayo. No obstante, la diferencia entre esta graficas radica en la zona inelástica posterior al agrietamiento del concreto, justo en la zona de endurecimiento por deformación

y alcance de su carga máxima. La zona de obtención para la carga última del pánel ensayado a 4 meses sobresale por encima del resto de curvas, seguido del de 2 meses y por último el de 6 meses. Estos tres últimos con una notoria disminución en su pendiente positiva de esa misma zona. Además, todos los especímenes expuestos a degradación por sulfato de este ejemplar exhibieron perturbaciones inestables de carga y descarga desde poco antes de la obtención de la carga máxima, prosiguiendo hasta los 30 mm de deflexión.

De lo que respecta en la figura 48 b), la carga de ruptura se muestra con un patrón similar de subida y caída de carga en todas las curvas limitando la deflexión a no mayor de 2 mm. Posteriormente se percibe un endurecimiento intenso por deformación en la zona posterior al primer agrietamiento donde las cargas últimas fueron al menos 1.5 veces mayores que las cargas de ruptura y 1.8 veces como máximo.

De manera general el comportamiento de la envolvente correspondiente al especímen ensayado de referencia alcanza su punto de ruptura aproximadamente a los 36 KN, para continuar con una caída de carga y dar origen a la toma de tensiones por parte de las fibras. Estas generan el endurecimiento por deformación propiciando una subida de carga hasta un punto máximo de 54 KN, para dar origen a la zona de estricción con disminución de carga gradual y pendiente negativa estable, presentando únicamente una pequeña caída súbita a los 7.5 mm de deflexión. Para los especímenes ensayados a 2 y 4 meses, los resultados fueron sumamente similares, con cargas de ruptura aproximadas a los 32 KN y cargas últimas de 57 KN, sin embargo,

justo después de la obtención de cargas máximas, presentan un declive en el soporte de cargas con considerables perturbaciones hasta el final del ensayo, así como una inestabilidad significativa a los 12.5 mm de desplazamiento para el pánel ensayado a 4 meses. Por último, el espécimen ensayado a los 6 meses muestra la menor carga de ruptura del concreto, y se ve sumamente afectado en la zona inelástica de endurecimiento por deformación, ya que su carga se limita a 41 KN y es 27% menor al promedio de cargas últimas del resto de los especímenes. Así mismo en su zona de estricción presenta considerables perturbaciones de carga y descarga hasta el fin del ensayo, en el cual las curvas de referencia, a 4 y 6 meses de exposición exhiben una tendencia de su pendiente a cero con un valor de carga final menor a los 10 KN.

Para ambos ejemplares de la figura 48 (tanto a como b), se muestra el mismo efecto que tiene el  $MgSO_4$  en el comportamiento a flexión de los pánels a través del fenómeno descrito en la figura 46, de la cual se efectuó la discusión para especímenes con un refuerzo de 20 kg. El aumentar al doble el volumen de fibras (de 20 a 40 kg) sin lugar a duda generó un aumento en los valores de capacidad de carga, tenacidad y ductilidad del material [37,38], no obstante, de igual manera ocasionó que existiera en el área perpendicular a los agrietamientos un mayor volumen de fibras que fueron sometidas a fuerzas de tensiones debido a la acción de extracción, y por consecuencia ocasionaron un mayor número de deslizamientos, dada la pérdida de adherencia y anclaje de la matriz de concreto. Esos altibajos de carga presentes de manera cíclica en forma de perturbaciones

que se perciben con notoriedad en los dos últimos ejemplares, hacen referencia a este fenómeno.

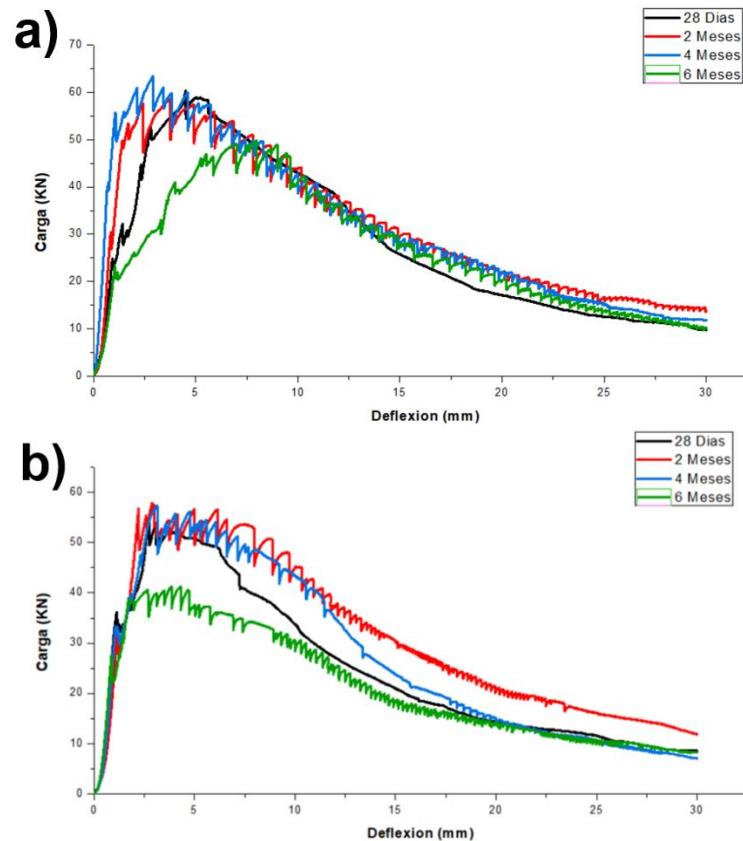


Figura 48.- Curvas carga-deflexión del diseño reforzado con 40 kg de fibras de acero para ambos ejemplares expuestos a  $MgSO_4$ .

#### 3.4.1.1.5 Resumen de valores de cargas sobre las curvas Carga-Deflexión

Para finalizar el análisis y la discusión de los resultados en este apartado, se muestra en las tablas 14 y 15 un resumen de las cargas última y de ruptura obtenidas por todos los especímenes ensayados, los cuales tuvieron exposición a la degradación por  $Na_2SO_4$  y  $MgSO_4$ , respectivamente

Se consideró efectuar la comparativa de cargas limitando el análisis únicamente a la carga última, debido a que la carga de ruptura se considera que es proporcionada únicamente por la resistencia del concreto [82], mientras que la

carga última está directamente influenciada por el sistema de refuerzo implementado en el concreto, y que es uno de los principales temas a tratar en la presente investigación.

Además de lo mencionado en el párrafo anterior, Cazan y Cols. [83], en su investigación describen que la carga de ruptura puede o no estar relacionada con la carga última. Es decir, si existe un fenómeno de endurecimiento por deformación generado por el aporte del refuerzo a la matriz de concreto (posterior al primer agrietamiento), este valor de carga última deberá ser mayor a la carga de ruptura y su aumento de proporcionalidad estará regido por factores como el tipo y volumen del refuerzo, anclaje, relación de aspecto, entre otros. No obstante, si la curva carga-deflexión presenta una curva en su zona inelástica de ablandamiento por deformación o en su defecto, carece de refuerzo, la carga última y de ruptura serán la misma.

En la tabla 14 se observan los resultados de cargas para los especímenes que fueron expuestos a degradación bajo sulfato de sodio. Considerando el primer diseño sin refuerzo, el valor promedio de todos los resultados considerando ambos ejemplares, así como los resultados de los especímenes de referencia y cada uno de los obtenidos bajo exposición, se tiene una carga última promedio de 27.89 KN. Para los resultados obtenidos implementado un sistema de refuerzo continuo de malla de acero, se calcula un valor promedio de carga última de 34.63 KN, o sea un aumento del 24.17% en comparativa al promedio obtenido del diseño de referencia. De igual manera, se calculó el valor promedio de los diseños en los cuales se implementó un refuerzo discontinuo de 20 y 40 kg de

fibras de acero. Los valores obtenidos fueron de 40.91 y 58.45 KN, respectivamente al aumento de fibras. Es decir, un aumento del valor promedio de carga última de 46.68% para los diseños RF20 y 109.57% para los diseños RF40, esto en comparativa con el valor promedio de referencia.

Tabla 14.- Resumen de resultados para la carga de ruptura (CR) y carga última (CU) de especímenes sometidos a degradación por Na<sub>2</sub>SO<sub>4</sub>.

| Especímen |    | Tiempo de exposición a la degradación |       |         |       |         |       |         |       |
|-----------|----|---------------------------------------|-------|---------|-------|---------|-------|---------|-------|
|           |    | 28 días                               |       | 2 meses |       | 4 meses |       | 6 meses |       |
|           |    | CR                                    | CU    | CR      | CU    | CR      | CU    | CR      | CU    |
| SR        | a) | 26.11                                 | -     | 31.29   | -     | 23.42   | -     | 26.96   | -     |
|           | b) | 30.17                                 | -     | 34.81   | -     | 25.86   | -     | 24.49   | -     |
| RM        | a) | 28.72                                 | 37.35 | 25.23   | 36.75 | 31.75   | 42.9  | 20.02   | 34.02 |
|           | b) | 25.77                                 | 34.39 | 24.36   | 32.91 | 19.34   | 27.08 | 19.25   | 31.61 |
| RF20      | a) | 34.81                                 | 43.74 | 40.73   | 45.31 | 22.56   | 34.81 | 30.74   | 34.56 |
|           | b) | 28.57                                 | 36.47 | 37.11   | 48.67 | 43.48   | 43.48 | 33.68   | 40.26 |
| RF40      | a) | 24.83                                 | 60.35 | 28.80   | 60.21 | 29.01   | 62.03 | 32.20   | 54.86 |
|           | b) | 36.15                                 | 55.11 | 40.12   | 60.02 | 43.65   | 66.13 | 31.17   | 48.86 |

Respecto a la tabla 15, se observan los resultados de cargas para los especímenes que fueron expuestos a degradación bajo sulfato de magnesio. Considerando el primer diseño sin refuerzo, el valor promedio de todos los resultados considerando ambos ejemplares, así como los resultados de los especímenes de referencia y cada uno de los obtenidos bajo exposición, se calculó una carga última promedio de 23.99 KN. Para los resultados obtenidos utilizando un sistema de refuerzo continuo de malla de acero, se calcula un valor promedio de carga última de 39.42 KN, lo que quiere decir un aumento del 64.32% en comparativa al promedio obtenido en el diseño de referencia. De igual manera, se calculó el valor promedio de los diseños en los cuales se implementó un refuerzo discontinuo de 20 y 40 kg de fibras de acero (RF20 y RF40). Los

valores obtenidos fueron de 36.70 y 55.45 KN, respectivamente al aumento del volumen de fibras. Lo que indica, un aumento del valor promedio de carga última de 52.98% para los diseños RF20 y 131.14% para los diseños RF40, esto en comparativa con el valor promedio de referencia.

Tabla 15.- Resumen de resultados para la carga de ruptura (CR) y carga última (CU) de especímenes sometidos a degradación por MgSO<sub>4</sub>.

| Especímen |    | Tiempo de exposición a la degradación |       |         |       |         |       |         |       |
|-----------|----|---------------------------------------|-------|---------|-------|---------|-------|---------|-------|
|           |    | 28 días                               |       | 2 meses |       | 4 meses |       | 6 meses |       |
|           |    | CR                                    | CU    | CR      | CU    | CR      | CU    | CR      | CU    |
| SR        | a) | 26.11                                 | -     | 28.99   | -     | 20.24   | -     | 17.73   | -     |
|           | b) | 30.17                                 | -     | 30.23   | -     | 19.91   | -     | 18.55   | -     |
| RM        | a) | 28.72                                 | 37.35 | 38.59   | 45.80 | 26.93   | 39.20 | 26.20   | 37.47 |
|           | b) | 25.77                                 | 34.39 | 19.17   | 40.16 | 26.64   | 37.86 | 35.38   | 43.14 |
| RF20      | a) | 34.81                                 | 43.74 | 37.54   | 38.15 | 24.64   | 35.01 | 19.31   | 29.66 |
|           | b) | 28.57                                 | 36.47 | 25.12   | 41.24 | 31.06   | 37.51 | 31.67   | 31.86 |
| RF40      | a) | 24.83                                 | 60.35 | 30.42   | 58.64 | 41.02   | 63.32 | 23.24   | 49.78 |
|           | b) | 36.15                                 | 55.11 | 31.80   | 57.86 | 33.28   | 57.40 | 27.64   | 41.17 |

Comparando los resultados obtenidos de los valores promedio entre especímenes sujetos a la exposición de un sulfato y otro, se tiene en términos generales que los valores de carga última fueron mayores en casi todos los casos para los expuestos a Na<sub>2</sub>SO<sub>4</sub>. Se calcula un aumento del 16.25% para el diseño sin refuerzo, 11.47% para el diseño reforzado con 20 kg de fibras de acero y 5.40% para el diseño reforzado con 40 kg de fibras. No obstante, el único diseño que presentó un comportamiento distinto fue el reforzado con malla de acero, dado que tuvo una reducción del valor promedio de la carga última por -12.16%. En términos generales se puede establecer hasta el momento (tomando a consideración únicamente la carga promedio última para todos los diseños) que el sulfato de magnesio (de lo que respecta al ensayo a flexión), repercutió de



manera más significativa en el concreto para la obtención de la carga última en los paneles, en comparación con los valores obtenidos para los especímenes expuestos a sulfato de sodio.

Por último y no menos importante, el hecho de que el valor promedio calculado de la tabla 15 referente a la carga última para el diseño reforzado con malla haya sido mayor que el promedio del diseño reforzado con 20 kg fibras, no garantiza que los especímenes hayan tenido un mejor comportamiento de ductilidad ni una mayor área bajo la curva, dado que los paneles reforzados con malla limitaron su desplazamiento al centro de la aplicación de la carga hasta no más de 12 mm, mientras que los especímenes reforzados con fibras mantuvieron el soporte de carga hasta los 30 mm de deflexión, lo que les brinda una mayor capacidad para absorber la energía antes de alcanzar su ruptura.

#### **3.4.1.2 Curvas Energía – Deflexión**

La gráfica resultante de carga-deflexión no solo muestra la carga última y de ruptura, sino la envolvente del comportamiento del material bajo su desempeño en soportar la carga y capacidad de deformación, a la par. El área bajo la curva en esta gráfica corresponde a la capacidad de energía que es capaz de absorber el material antes de alcanzar su ruptura (también llamado tenacidad) y se calcula integrando esta superficie [2,12].

##### **3.4.1.2.1 Diseño sin refuerzo**

En las figuras 49 y 50 se muestran las curvas energía-deflexión de los diseños fabricados sin refuerzo, plasmando en ellas los especímenes de referencia ensayados a los 28 días y las series expuestas bajo degradación por  $\text{Na}_2\text{SO}_4$  y

MgSO<sub>4</sub>, respectivamente. Ambas figuras tanto para sus dos ejemplares a) y b) evidencian la carencia de capacidad de absorción de energía, limitada únicamente al desempeño de las propiedades del concreto (sin refuerzo).

Respecto al comportamiento general que presentan estas figuras con sus respectivos ejemplares, las curvaturas muestran un aumento de energía y desplazamiento a la par con una envolvente parecida a una función exponencial cuadrática, que incrementa los valores de energía con tendencia a una pendiente vertical.

La figura 49 a) presenta valores de energía para la curva de referencia a 28 días de 11.81 J, seguido de un aumento de tenacidad para la curva a 2 meses con un valor de 17.24 J, lo que equivale a un 46% más en comparación al de referencia. Finalmente, un declive en la absorción de energía para las curvas a 4 y 6 meses con valores de 10.81 y 8.45 J, lo que corresponde a reducción de -8.5 y -28.5%.

Por su parte, al ejemplar b) de la misma figura 49, muestra un patrón similar con su mismo espécimen de mezcla, con un valor de energía del pánel de referencia de 10.57 J, seguido del aumento de tenacidad por parte de la curva resultante a 2 meses con un valor de 15.54 J (46% más que el valor a los 28 días), para recaer en su desempeño a los 4 y 6 meses con una reducción en su absorción de energía de 9.37 y 8.43 J, lo que equivale a -11.4 y -20.2% de los valores.

En términos generales, las gráficas correspondientes la figura 49 son el más claro ejemplo de que una mayor deflexión no garantiza una mayor capacidad de absorción de energía. Las curvas resultantes a 28 días y a 4 meses superaron el

desplazamiento al centro del panel respecto a la curva de 2 meses, sin embargo, esta última exhibió valores de energía muy superiores por efecto en conjunto de la capacidad de carga y deflexión a la par, sin importar que fuese una deflexión mínima limitada a la resistencia de concreto.

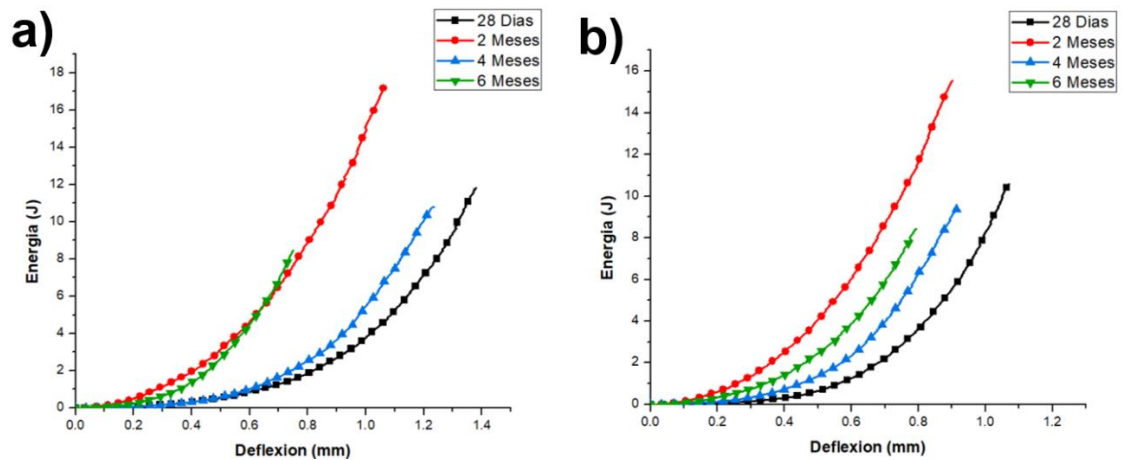


Figura 49.- Curvas energía-deflexión del diseño sin refuerzo para ambos ejemplares expuestos a  $\text{Na}_2\text{SO}_4$ .

Respecto a la figura 50, en el ejemplar a) se muestra la curva a 28 días a través de una envolvente de referencia con la mayor deflexión respecto al resto, y un valor de energía de 11.81 J. Seguido por el aumento de la tenacidad en la curva representativa a 2 meses con un valor de 14.28 J, que corresponde a un 20.9% mayor que el de referencia. Continuando con las curvas resultantes a los 4 y 6 meses que muestran una reducción de su absorción de energía con valores de 10.02 y 5.53 J, lo que equivale a una disminución de -15.2 y -53.2%, con respecto al valor obtenido a los 28 días.

Referente al ejemplar b) de la figura 50, este mostró un patrón en cuanto a deflexión y energía a la par, dado que en el primer ensayo sujeto a degradación correspondiente a los 2 meses, el espécimen aumentó la energía a un valor de

12.99 J en comparativa por el obtenido a 28 días de 10.57 J, por lo que existió una ampliación en el requerimiento de absorción de 22.9%. Posteriormente a los 4 y 6 meses, los especímenes mostraron una reducción de su deflexión en función al tiempo de exposición y exhibieron una disminución en su absorción de energía con valores de 8.11 y 5.17 J, que corresponden a -23.3 y -51.1% en comparativa al valor obtenido de referencia.

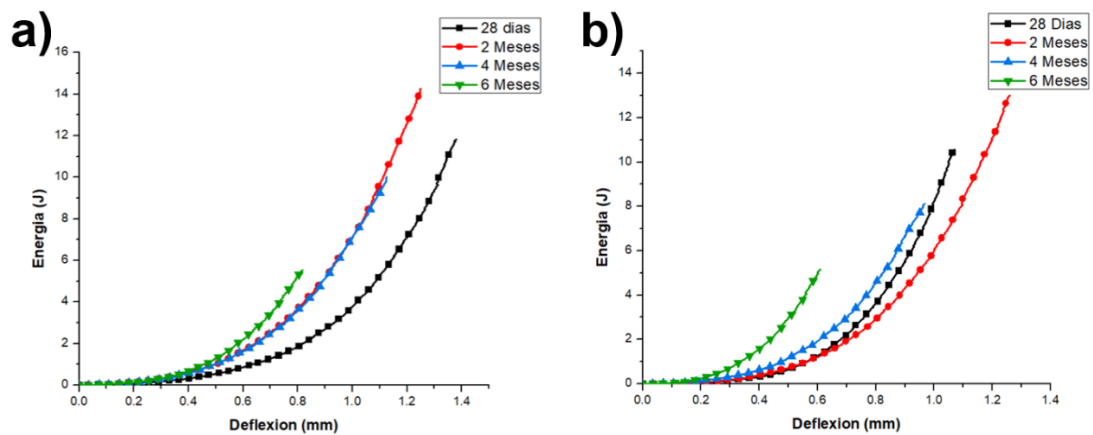


Figura 50.- Curvas energía-deflexión del diseño sin refuerzo para ambos ejemplares expuestos a  $MgSO_4$ .

Está claro que ambos sulfatos puestos bajo exposición en el concreto influyeron directamente para modificar las propiedades y comportamiento del material, aumentando la capacidad de energía para alcanzar la ruptura del concreto a los 2 meses, para posteriormente a los 4 y 6 meses repercutir drásticamente en el requerimiento de absorción de energía.

#### 3.4.1.2.2 Diseño reforzado con malla de acero electrosoldada

En las figuras 51 y 52 se muestran las curvas energía-deflexión de los diseños fabricados reforzados con malla de acero, plasmando en ellas los especímenes de referencia ensayados a los 28 días y las series expuestas bajo degradación por  $Na_2SO_4$  y  $MgSO_4$ , respectivamente. Ambas figuras tanto para sus dos

ejemplares a) y b) exhiben el aumento de ductilidad del material proporcionado por la implementación del refuerzo continuo, en comparativa con el comportamiento y los valores presentados en los gráficos sin refuerzo.

Referente al comportamiento general que presentan estas figuras con sus respectivos ejemplares, las curvaturas muestran un aumento de energía y desplazamiento gradual en forma casi simultánea, con una envolvente semejante a la mitad de una función gaussiana, que incrementa los valores de energía en su parte central de una manera considerable, para finalmente mostrar en su parte superior una tendencia respecto a la horizontal con pendiente cero.

En la figura 51 a) se muestran los resultados obtenidos para el primer ejemplar. La curva resultante del espécimen a los 28 días obtuvo una absorción de energía de 184.25 J, seguido de un incremento de tenacidad para los especímenes ensayado a los 2 y 4 meses, con valores de 210.58 y 230.24 J, lo que equivale a un aumento del 14.3 y 25.0% respecto al de referencia. Posteriormente la absorción de energía decae a los 6 meses hasta un valor de 215.77 J, y que, a pesar de su declive, aún sigue siendo 17.1% mayor que a los 28 días.

De lo que respecta al ejemplar b) de la misma figura 51, los resultados tienen una tendencia similar a la del mismo ejemplar de mezcla. Se exhibe una energía por parte del espécimen a 28 días de 177.52 J, para proseguir con un aumento de tenacidad propiciado en los especímenes ensayados a 2 y 4 meses, con valores de 204.08 y 227.68 J, que corresponden a 15.0 y 28.3% respecto al de referencia. Finalmente muestra una pérdida de absorción de energía en el pánel ensayado

a los 6 meses con un valor de 211.62 J y que permanecen siendo 19.2% mayor que el de referencia.

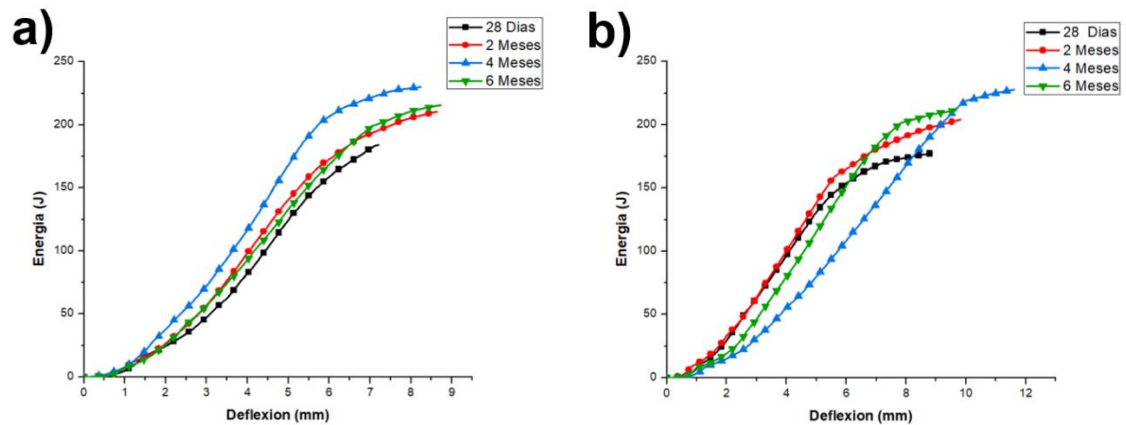


Figura 51.- Curvas energía-deflexión del diseño reforzado con malla de acero para ambos ejemplares expuestos a Na<sub>2</sub>SO<sub>4</sub>.

Para la figura 52 a), la energía obtenida para la curva resultante del espécimen ensayado a 28 días fue de 184.25 J, seguido de la curva representativa del ensayo a 2 meses con un valor de 195.23 J, ligeramente 6.0% mayor que el de referencia. Posteriormente para los resultados a 4 meses, el valor de la absorción de energía aumenta considerablemente alcanzando un máximo de 226.52 J (22.9% mayor que a 28 días), para finalmente decaer la tenacidad a 210.62 J respecto al ensayo a los 6 meses, siendo aún mayor la energía 14.3% respecto al de referencia.

Respecto al ejemplar de la figura 52 b), este muestra una curva del espécimen de referencia con una energía absorbida de 177.52 J, para continuar con la curva resultante del ensayo a 2 meses alcanzando un valor de 189.71 J, o sea un aumento no mayor al 6.9%. Para la curva referente al ensayo a 4 meses, el espécimen alcanza la cúspide obteniendo un valor de 217.72 J, lo que indica un aumento del 22.6% respecto al de 28 días. Finalmente, la envolvente resultante

a 6 meses reduce su deflexión (respecto a los 4 meses) y decae en su absorción de energía hasta 209.61 J. De igual manera a pesar de reducir su tenacidad respecto al de 4 meses, este valor sobresale aun 18.1% ante el obtenido por el espécimen de referencia.

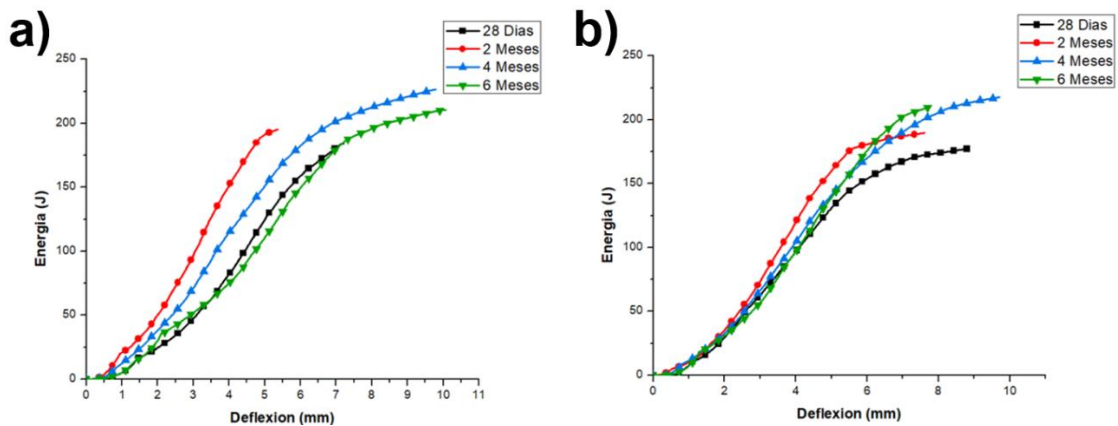


Figura 52.- Curvas energía-deflexión del diseño reforzado con malla de acero para ambos ejemplares expuestos a  $MgSO_4$ .

Considerando los resultados de los especímenes de referencia de las figuras 51 y 52, los cuales alcanzaron una carga última con un promedio de 35.9 KN y una absorción de energía máxima de 180.9 J, se efectuó una comparativa de valores retomando la discusión de los resultados respecto a los obtenidos en la investigación de Carrillo y Cols. [62] (sección 3.1.4.1), los cuales corresponden a 77.7 KN como carga última y 480.36 J de absorción de energía, resultado interpolado para 8 mm de deflexión, que corresponde al valor final promedio de ruptura para los especímenes de la presente investigación.

En términos comparativos, el aumento del diámetro de la sección transversal del refuerzo de 3 a 5 mm, generó la ampliación de la resistencia ultima de carga un 116.4%, así como un 165.5% respecto a la capacidad de absorción de energía. Lo que indica que adicionar poco menos del doble del volumen de acero

implementado de manera continua, mejora a más del doble la capacidad de carga y tenacidad en el concreto.

Para finalizar el análisis y discusión en este apartado, se hace énfasis en que todos los resultados de energía para especímenes expuestos a sulfatos fueron superiores a los de referencia a 28 días, alcanzado su cúspide de tenacidad en los especímenes ensayados a los 4 meses, para posteriormente a los 6 meses disminuir su valor. El causante de este fenómeno se describió en el análisis de gráficos carga-deflexión con refuerzo de malla (sección 3.4.1.1.2), y no solo influyó en los valores de carga de ruptura, carga última y deflexión, sino principalmente en su tenacidad, a través de la capacidad de soporte y deformación del material reforzado.

#### **3.4.1.2.3 Diseño reforzado con 20 kg de fibras de acero**

En las figuras 53 y 54 se muestran las curvas energía-deflexión de los diseños fabricados reforzados con 20 kg de fibras de acero, plasmando en ellas los especímenes de referencia ensayados a los 28 días y las series expuestas bajo degradación por  $\text{Na}_2\text{SO}_4$  y  $\text{MgSO}_4$ , respectivamente. Ambas figuras tanto para sus dos ejemplares a) y b) exhiben el aumento absorción de energía proporcionado por la implementación del refuerzo discontinuo, en comparativa con el comportamiento y los valores presentados en los gráficos sin refuerzo y reforzados de manera continua.

El comportamiento general por parte de estas dos figuras, así como sus dos ejemplares en cada una de ellas, muestran un aumento de energía y desplazamiento gradual de las curvaturas en forma simultánea, con una



envolvente semejante a una función logarítmica creciente, que incrementa los valores de energía en su parte inicial y central de una manera considerable, para finalmente mostrar en su parte superior una tendencia respecto a la horizontal con pendiente cero.

En la figura 54 a) se muestra una curva inicial de referencia con un valor obtenido de 576.82 J a los 25 mm de deflexión (según EN14488-5 [19]), para proseguir con la envolvente referente a la curva resultante a los 2 meses, que obtuvo un valor de 733.75 J, lo que equivale a una superioridad del 27.2% respecto al de 28 días. Posteriormente una muestra de pérdida de energía capaz de absorber para las curvas resultantes de los especímenes ensayados a los 4 y 6, con valores de 619.99 y 553.76 J, respectivamente. Lo que equivale para el primero un 7.5% superior al de referencia, mientras que para el segundo una reducción ligera de -4.0%, respecto al mismo espécimen anterior.

Referente a la figura 54 b), se muestra un valor de 569.67 J obtenido por el gráfico representante del ensayo de referencia, seguido de un comportamiento superior por parte del espécimen ensayado a 2 meses con un valor de 702.42 J, lo que equivale a 23.3% mayor que el de 28 días. Posteriormente se percibe una reducción de tenacidad para las curvas resultantes de los ensayos a 4 y 6 meses, con valores de 597.16 y 507.61 J, respectivamente. Sin embargo, a pesar de reducir su tenacidad posterior a los 2 meses, el espécimen ensayado a 4 meses fue 4.8% superior al de referencia, mientras que el ensayado a 6 meses menor un -10.9%, respecto al mismo espécimen.

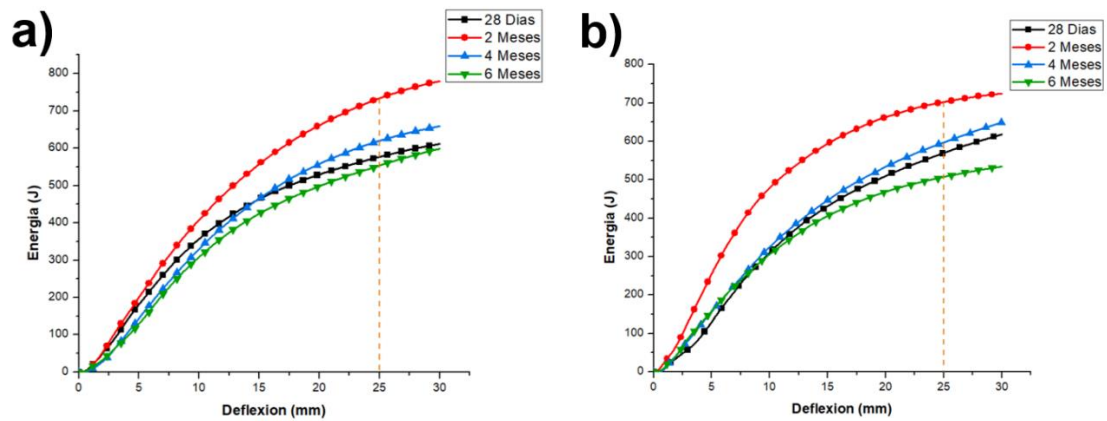


Figura 53.- Curvas energía-deflexión del diseño reforzado con 20 kg de fibras de acero para ambos ejemplares expuestos a  $\text{Na}_2\text{SO}_4$ .

Por su parte la figura 54 muestra los resultados de energía obtenidos para ambos ejemplares sujetos a degradación por  $\text{MgSO}_4$ . El primero (figura 54 a) exhibe una curva resultante a los 28 días con un valor de 576.82 J, seguido de una creciente curva a los 2 meses presentando una absorción de energía de 672.40 J, lo que es equiparable a 16.6% en comparativa a la inicial de referencia. Posteriormente una muestra de reducción de tenacidad para las curvas resultantes de los ensayos a 4 y 6 meses, con valores de 643.37 y 495.46 J, lo que corresponde a un 11.5 % y -14.1% respectivamente, con respecto al de referencia.

De lo que respecta a la figura 54 b), este segundo ejemplar presenta una curvatura inicial a los 28 días de 569.67J como valor resultante. Seguido del obtenido por el espécimen ensayado a los 2 meses de 648.65 J, lo que refleja un aumento del 13.9% respecto al primero. Referente a las curvaturas resultantes para 4 y 6 meses, los resultados de energía decayeron a 610.28 y 436.09 J, lo que corresponde a 7.1 y -23.4% respecto al espécimen de referencia.

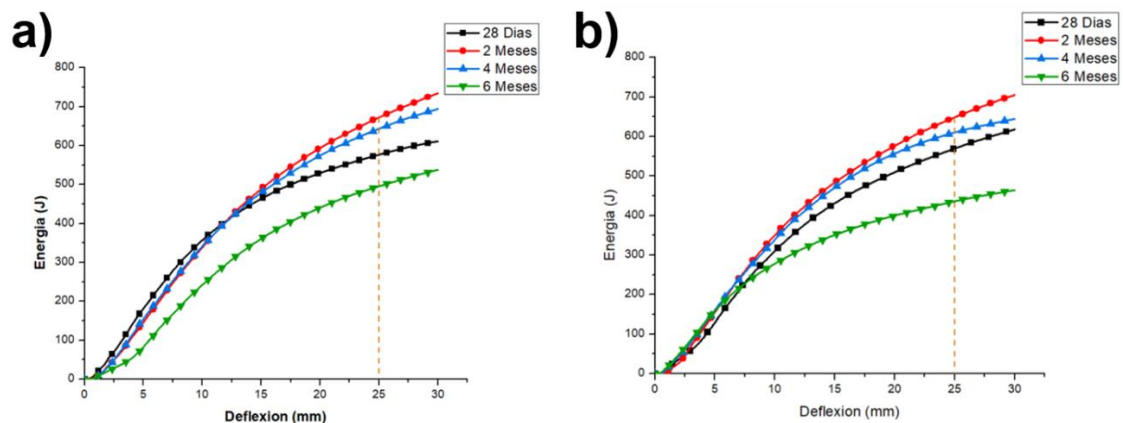


Figura 54.- Curvas energía-deflexión del diseño reforzado con 20 kg de fibras de acero para ambos ejemplares expuestos a  $MgSO_4$ .

Para concluir el análisis y discusión en este apartado, se hace mención en que todos los resultados de energía para especímenes expuestos a sulfatos fueron superiores a los de referencia a 28 días (a excepción de los valores de las curvas a 6 meses), alcanzado sus máximos valores de tenacidad en los especímenes ensayados a los 2 meses, para posteriormente a los 4 y 6 meses disminuir su absorción de energía. La causa principal de este fenómeno se encuentra descrita en el análisis de gráficos carga-deflexión con refuerzo de 20 kg de fibras (sección 3.4.1.1.3), resaltando en que no únicamente generó una influencia en los valores de carga de ruptura, carga última y deflexión, sino principalmente en la resistencia residual de los especímenes por medio de su capacidad de absorción de energía.

### 3.4.1.2.3 Diseño reforzado con 40 kg de fibras de acero

Las figuras 55 y 56 presentan las curvas energía-deflexión de los diseños fabricados reforzados con 40 kg de fibras de acero, reflejando en ellas los especímenes de referencia ensayados a los 28 días y las series expuestas bajo degradación por  $Na_2SO_4$  y  $MgSO_4$ , respectivamente. Ambas figuras junto con sus dos ejemplares a) y b), muestran el aumento de la capacidad de absorción de

energía proporcionado por la implementación y ampliación del volumen de refuerzo discontinuo, en comparativa con el comportamiento y los valores representados de los especímenes reforzados de manera continua (a través de la aplicación de malla de acero) y sin refuerzo.

En cuanto al comportamiento general por parte de estas dos figuras (55 y 56), así como sus dos ejemplares en cada una de ellas (a y b), presentan un aumento de energía y desplazamiento gradual de las curvaturas en forma simultánea, con una envolvente semejante a una función logarítmica creciente, que incrementa los valores de energía en su parte inicial y central de una manera considerable, para finalmente mostrar en su parte superior una tendencia respecto a la horizontal con pendiente cero. Tal como sucede en las gráficas 53 y 54, implementando una cantidad menor de fibras de acero como refuerzo.

Puntualizando en los análisis específicos, la figura 55 a) muestra un valor resultante de 988.11 J para la curva representativa a los 28 días, seguido de la de 2 meses que exhibe un comportamiento superior al de referencia con un valor de 1197.52 J y siendo 21.2% superior que el anterior. Después los valores de absorción de energía de los paneles ensayados a los 4 y 6 meses recaen a 1031.16 y 981.08 J de tenacidad, lo que es equivalente a un 4.4% y -0.7% respecto al inicial de referencia.

Por su parte el ejemplar b) de esta misma figura 55, muestra que los resultados para la curva representativa del espécimen a 28 días son de 841.16 J, seguido del ensayo a 2 meses que presenta un valor de 1120.85 J, lo que equivale a 33.3%, respecto al primero. Posteriormente las curvas resultantes de los ensayos

a 4 y 6 meses, muestra valores inferiores al anterior de 2 meses, siendo estos 938.12 y 862.44 J, lo que corresponde a 11.5 y 2.5% en comparativa al de referencia.

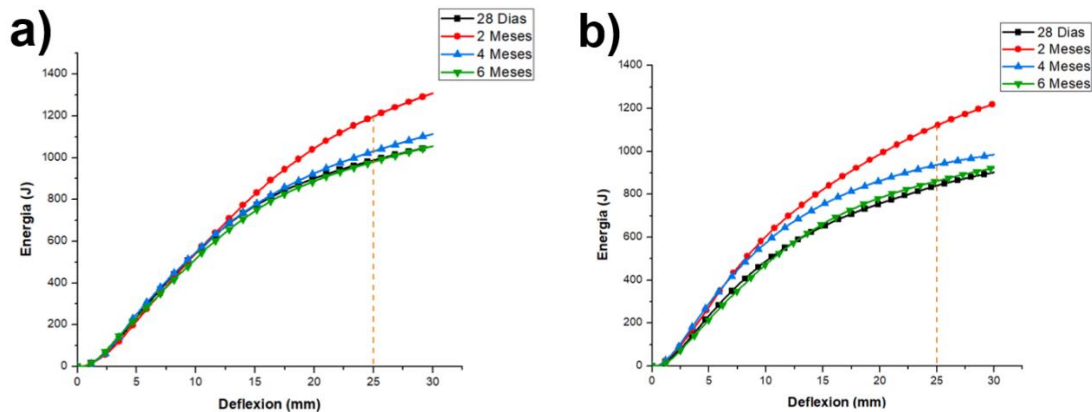


Figura 55.- Curvas energía-deflexión del diseño reforzado con 40 kg de fibras de acero para ambos ejemplares expuestos a  $\text{Na}_2\text{SO}_4$ .

Con respecto a la figura 56 que exhibe las curvas energía-deflexión de especímenes expuestos a sulfato de magnesio, el ejemplar a) presenta un valor inicial como referencia de 988.11 J, seguido de un comportamiento superior del pánel ensayado a 2 meses con un valor obtenido de 1105.62 J, o sea un 11.9% de energía mayor que el anterior. Posteriormente las curvas resultantes de los especímenes ensayados a 4 y 6 meses obtuvieron absorciones de energía de 1101.58 y 933.7 J, que corresponden a un 11.5 y -5.5% en comparativa al de referencia a 28 días.

Por último, el ejemplar 56 b) muestra un valor de absorción de energía inicial en el ensayo de referencia de 841.16 J, seguido de un aumento considerable de tenacidad por el espécimen ensayado a los 2 meses correspondiente a 1081.57 J, lo que equivale a 28.6% respecto al primero. Posteriormente de lo que respecta a los pánels ensayados a los 4 y 6 meses, estos presentan un declive en la

energía a valores de 937.09 y 750.61 J, lo que en comparativa al de referencia a los 28 días equivale a un 11.4 y -10.8%.

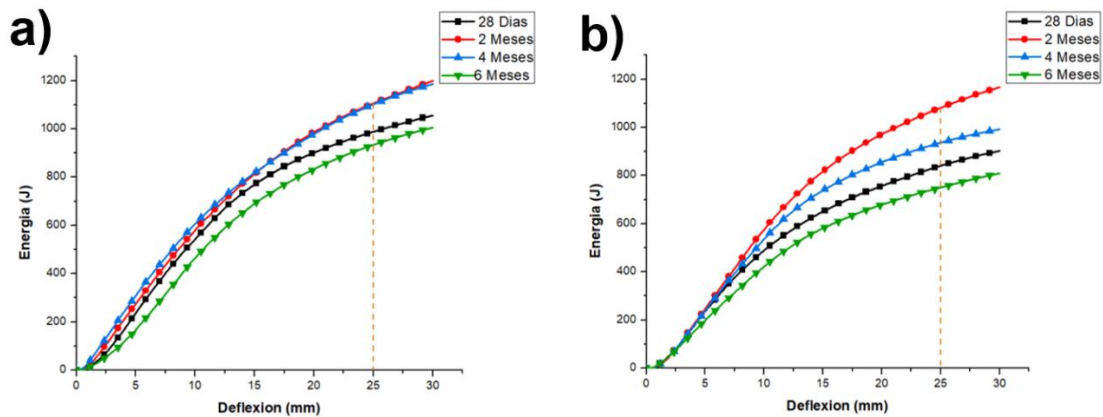


Figura 56.- Curvas energía-deflexión del diseño reforzado con 40 kg de fibras de acero para ambos ejemplares expuestos a  $MgSO_4$ .

Además de lo anteriormente descrito, se hace mención en que todos los resultados de energía para especímenes expuestos a sulfatos fueron superiores a los de referencia a 28 días (a excepción de 3 de los 4 valores de las curvas a 6 meses), alcanzado sus valores máximos de absorción de energía en los resultados de los especímenes ensayados a los 2 meses, para posteriormente a los 4 y 6 meses presentar una decadencia en estos valores. La causa principal de este fenómeno se encuentra fundamentada en el análisis de gráficos carga-deflexión con refuerzo de 40 kg de fibras (sección 3.4.1.1.4).

### 3.4.1.2.5 Resumen de valores de energía sobre las curvas Energía-Deflexión

Para culminar el análisis y discusión en este último apartado, se muestra en las tablas 16 y 17 un resumen de los valores de energía a 25 mm de deflexión obtenidos por todos los especímenes ensayados, los cuales tuvieron exposición a la degradación por  $Na_2SO_4$  y  $MgSO_4$ , respectivamente.

En la tabla 16 se observan los resultados de energía para los especímenes que fueron expuestos únicamente a degradación bajo sulfato de sodio. Contemplando el primer diseño sin refuerzo, el valor promedio de todos los resultados considerando ambos ejemplares, así como los resultados de los especímenes de referencia y cada uno de los obtenidos bajo exposición a sulfatos, se calcula un valor de energía promedio de 11.53 J. Para los resultados obtenidos implementado un sistema de refuerzo continuo de malla de acero, se calcula un valor promedio de energía de 207.72 J, lo que equivale a 18 veces el promedio obtenido por el diseño de referencia. De igual manera, se calculó el valor promedio de los diseños en los cuales se implementó un refuerzo discontinuo de 20 y 40 kg de fibras de acero. Los valores obtenidos fueron de 607.65 y 995.06 J, respectivamente al aumento del volumen de fibras. Esto equivale a 52.7 y 86.3 veces (para los diseños RF20 y RF40) más que el valor de energía respecto al obtenido por el de referencia sin refuerzo.

Tabla 16.- Resumen de resultados para valores de energía (J) de especímenes sometidos a degradación por Na<sub>2</sub>SO<sub>4</sub>.

| Especímen   | Tiempo de exposición a la degradación |         |         |         |        |
|-------------|---------------------------------------|---------|---------|---------|--------|
|             | 28 días                               | 2 meses | 4 meses | 6 meses |        |
| <b>SR</b>   | a)                                    | 11.81   | 17.24   | 10.81   | 8.45   |
|             | b)                                    | 10.57   | 15.54   | 9.37    | 8.43   |
| <b>RM</b>   | a)                                    | 184.25  | 210.58  | 230.24  | 215.77 |
|             | b)                                    | 177.52  | 204.08  | 227.68  | 211.62 |
| <b>RF20</b> | a)                                    | 576.82  | 733.75  | 619.99  | 553.76 |
|             | b)                                    | 569.67  | 702.42  | 597.16  | 507.61 |
| <b>RF40</b> | a)                                    | 988.11  | 1197.52 | 1031.16 | 981.08 |
|             | b)                                    | 841.16  | 1120.85 | 938.12  | 862.44 |

Respecto a la tabla 17, se muestran los resultados de energía para los especímenes que fueron expuestos a degradación bajo sulfato de magnesio.

Considerando el primer diseño sin refuerzo, el valor promedio de todos los resultados tomando en cuenta ambos ejemplares, así como los resultados de los especímenes de referencia y cada uno de los obtenidos bajo exposición, se calculó una energía promedio de 9.81 J. Posteriormente para los resultados obtenidos implementado un sistema de refuerzo continuo de malla de acero, se calcula un valor promedio de energía de 201.40 J, lo que equivale a 20.5 veces el promedio obtenido por el diseño de referencia. De igual manera, se calculó el valor promedio de los diseños en los cuales se implementó un refuerzo discontinuo de 20 y 40 kg de fibras de acero. Los valores obtenidos fueron de 581.59 y 967.43 J, respectivamente al aumento del volumen de fibras. Esto equivale a 59.3 y 98.6 veces (para los diseños RF20 y RF40) más que el valor de energía respecto al obtenido por el de referencia sin refuerzo.

Tabla 17.- Resumen de resultados para valores de energía (J) de especímenes sometidos a degradación por MgSO<sub>4</sub>.

| Especímen |    | Tiempo de exposición a la degradación |         |         |         |
|-----------|----|---------------------------------------|---------|---------|---------|
|           |    | 28 días                               | 2 meses | 4 meses | 6 meses |
| SR        | a) | 11.81                                 | 14.28   | 10.02   | 5.53    |
|           | b) | 10.57                                 | 12.99   | 8.11    | 5.17    |
| RM        | a) | 184.25                                | 195.23  | 226.52  | 210.62  |
|           | b) | 177.52                                | 189.71  | 217.72  | 209.61  |
| RF20      | a) | 576.82                                | 672.4   | 643.37  | 495.46  |
|           | b) | 569.67                                | 648.65  | 610.28  | 436.09  |
| RF40      | a) | 988.11                                | 1105.62 | 1101.58 | 933.7   |
|           | b) | 841.16                                | 1081.57 | 937.09  | 750.61  |

Destacando el aumento del 50% en masa de acero para la implementación del refuerzo discontinuo (fibras), se tiene que para los especímenes expuesto a Na<sub>2</sub>SO<sub>4</sub> el promedio calculado para el diseño RF40 es 63.75% mayor que el estándar RF20, mientras que para los pánels expuestos a MgSO<sub>4</sub> un valor



calculado de 66.34%. Estos porcentajes son ligeramente menores a los presentados en la investigación de Yining y Cols. [37], con un aumento similar de 20 a 40 kg de fibras de acero y un incremento de porcentaje en cuanto a tenacidad de 73.63%.

De manera general se puede reafirmar con base en el resumen de valores promedio de carga última (apartado 3.4.1.1.5) y aunado a los de absorción de energía, que el sulfato de magnesio (en lo que respecta al ensayo de flexión), tuvo mayor influencia y una repercusión más significativa en el concreto respecto a los valores obtenidos para los especímenes expuestos a sulfato de sodio. Esto por supuesto, tomando a consideración los fenómenos ocurridos (descritos previamente) en la interacción del anclaje en la matriz del concreto por parte de ambos sistemas de refuerzos, así como de su comportamiento en la ausencia de estos.

#### **3.4.1.3 Clasificación de la tenacidad**

La evaluación de la tenacidad es imprescindible para la elaboración y diseño de un sostenimiento en construcciones subterráneas, debido a que se tiene conocimiento de la capacidad promedio de energía que pudieran ser capaces de alcanzar los espesores de concreto sobre el macizo de intemperie, antes de colapsar o presentar una falla sumamente considerable [8,11].

La tabla 18 muestra la clasificación de la tenacidad con la nomenclatura designada por colores según la absorción de energía alcanzada, con base en los niveles de soporte del suelo según el contexto geotécnico presentado en el apartado 1.4.1.1 del presente documento.

Tabla 18.- Nomenclatura de clasificación de la absorción de energía a 25 mm de deflexión.

| <b>Clasificación de la tenacidad</b> | <b>Absorción de energía (Joules)</b> |
|--------------------------------------|--------------------------------------|
| <b>A</b>                             | 500                                  |
| <b>B</b>                             | 700                                  |
| <b>C</b>                             | 1000                                 |

En la tabla 19 se presenta la designación de las variables consideradas en la nomenclatura para la clasificación de tenacidad según los resultados obtenidos para todos los especímenes sujetos a degradación por sulfato de sodio. Se observa claramente que los paneles sin refuerzo y reforzados con malla de acero presentaron valores por debajo del mínimo requerido correspondiente a 500 J, por lo que fueron descartados para esta clasificación.

En lo que respecta a los especímenes que se incorporan dentro de la clasificación “A” (con valor mínimo de 500 J), para un nivel de soporte de suelo blando, se encuentran todos los resultados obtenidos de los paneles reforzados con 20 y 40 kg de fibras (RF20y RF40), tanto de referencia como de todos los periodos sometidos a exposición. Mientras que para la clasificación “B” (con valor mínimo de 700 J), correspondiente a un nivel de soporte de suelo moderado, los ejemplares se limitaron a todos los resultados obtenidos para RF40, adicionando únicamente a los de 2 meses de exposición para RF20. Por último, para la clasificación “C” (con valor mínimo de 1000 J), referente a un nivel de soporte de suelo alto, los resultados se redujeron al diseño de RF40 con exposición a 2 meses, así como al ejemplar a) de RF40 para 4 meses.

Tabla 19.- Clasificación de los diseños en función de la tenacidad obtenida para especímenes sometidos a degradación por Na<sub>2</sub>SO<sub>4</sub>.

| Especímen |    | Tiempo de exposición a la degradación |                      |                      |                   |
|-----------|----|---------------------------------------|----------------------|----------------------|-------------------|
|           |    | 28 días                               | 2 meses              | 4 meses              | 6 meses           |
| SR        | a) | 41.84                                 | 47.24                | 40.81                | 8.45              |
|           | b) | 40.57                                 | 45.54                | 9.37                 | 8.43              |
| RM        | a) | 184.25                                | 210.58               | 230.24               | 215.77            |
|           | b) | 177.52                                | 204.08               | 227.68               | 211.62            |
| RF20      | a) | 576.82 <b>A</b>                       | 733.75 <b>A,B</b>    | 619.99 <b>A</b>      | 553.76 <b>A</b>   |
|           | b) | 569.67 <b>A</b>                       | 702.42 <b>A,B</b>    | 597.16 <b>A</b>      | 507.61 <b>A</b>   |
| RF40      | a) | 988.11 <b>A,B</b>                     | 1197.52 <b>A,B,C</b> | 1031.16 <b>A,B,C</b> | 981.08 <b>A,B</b> |
|           | b) | 841.16 <b>A,B</b>                     | 1120.85 <b>A,B,C</b> | 938.12 <b>A,B</b>    | 862.44 <b>A,B</b> |

Respecto a la tabla 20, en ella se presenta la designación de las variables consideradas en la nomenclatura para la clasificación de tenacidad según los resultados obtenidos para todos los especímenes sujetos a degradación por sulfato de magnesio. Se percibe con notoriedad que los paneles sin refuerzo y reforzados con malla de acero presentaron valores por debajo de los 500 J, por lo que nuevamente fueron descartados para esta clasificación.

Referente a los especímenes que se incorporan dentro de la clasificación “A” para un nivel de soporte de suelo blando, se encuentran todos los resultados obtenidos de los paneles reforzados con 20 y 40 kg de fibras (RF20 y RF40), tanto de referencia como de casi todos los periodos sometidos a exposición, a excepción de ambos ejemplares del diseño RF20 ensayados bajo exposición a los 6 meses. Mientras que para la clasificación “B”, correspondiente a un nivel de soporte de suelo moderado, los ejemplares se limitaron a todos los resultados obtenidos para RF40. Por último, para la clasificación “C”, referente a un nivel de soporte de suelo alto, los resultados se redujeron nuevamente al diseño de RF40 con exposición a 2 meses, así como al ejemplar a) de RF40 para 4 meses.

Tabla 20.- Clasificación de los diseños en función de la tenacidad obtenida para especímenes sometidos a degradación por MgSO<sub>4</sub>.

| Especímen |    | Tiempo de exposición a la degradación |                      |                      |                   |
|-----------|----|---------------------------------------|----------------------|----------------------|-------------------|
|           |    | 28 días                               | 2 meses              | 4 meses              | 6 meses           |
| SR        | a) | 11.81                                 | 14.28                | 10.02                | 5.53              |
|           | b) | 10.57                                 | 12.99                | 8.11                 | 5.17              |
| RM        | a) | 184.25                                | 195.23               | 226.52               | 210.62            |
|           | b) | 177.52                                | 189.71               | 217.72               | 209.61            |
| RF20      | a) | 576.82 <b>A</b>                       | 672.40 <b>A</b>      | 643.37 <b>A</b>      | 495.46            |
|           | b) | 569.67 <b>A</b>                       | 648.65 <b>A</b>      | 610.28 <b>A</b>      | 436.09            |
| RF40      | a) | 988.11 <b>A,B</b>                     | 1105.62 <b>A,B,C</b> | 1101.58 <b>A,B,C</b> | 933.7 <b>A,B</b>  |
|           | b) | 841.16 <b>A,B</b>                     | 1081.57 <b>A,B,C</b> | 937.09 <b>A,B</b>    | 750.61 <b>A,B</b> |

Enfocando la discusión sobre el sistema de refuerzo implementado en el concreto y no sobre la cuantía del acero utilizada, el refuerzo discontinuo presenta los resultados de energía capaces de ser utilizados como base en el diseño de un sistema de soporte y revestimiento de concreto en construcciones subterráneas, con demandas de absorción de energía que van desde los 500 J utilizando 20 kg de fibras de acero, hasta los 700 J implementando 40 kg de fibras de acero. No obstante, se tendría que efectuar el cálculo con base a los resultados disponibles para estimar la cantidad aproximada del refuerzo discontinuo implementado para alcanzar los 1000 J de energía, debido a que los diseños que se encuentran dentro de la nomenclatura C de la presente clasificación fueron los diseños RF40 ensayados a los 2 y 4 meses (por lo que estuvieron bajo la influencia de los sulfatos), mientras que los de referencia a 28 días están ligeramente por debajo del valor requerido (1000 J).

#### 3.4.1.4 Patrones de agrietamiento

El modo de falla de todos los especímenes ensayados principalmente está regido por la flexión efectuada bajo dos direcciones (flexión biaxial). La causa de este

colapso en el concreto es predominantemente por la aparición de agrietamientos radiales debajo de los paneles de manera unidireccional o multidireccional, que reflejan el número de grietas según el sistema de refuerzo implementado, o en su defecto, la ausencia de este.

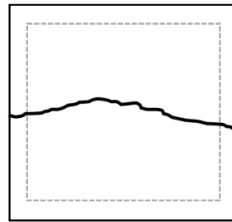
#### **3.4.1.4.1 Diseño sin refuerzo**

La figura 57 presenta los patrones de agrietamiento de especímenes sin refuerzo, considerando los paneles de referencia a 28 días, así como ambos ejemplares (a y b) para cada exposición de sulfato implementado según la temporalidad de ensayo.

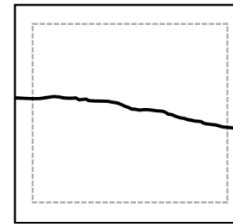
El patrón de agrietamiento del diseño sin refuerzo se caracteriza por presentar una grieta sobre el plano de falla que se extiende regularmente desde uno de los lados del panel, hasta el lado opuesto o contiguo de este, generando la separación del espécimen en sólo dos partes [80].

La resistencia de los paneles de concreto ensayados sin refuerzo tanto para los de referencia, así como para los sometidos a exposición de sulfatos, se encuentran limitados a la resistencia única de este material heterogéneo, por lo que la falla generada por un agrietamiento origina el colapso del elemento. Este patrón de agrietamiento repetible se observa en todas las representaciones de la figura 57.

**Referencia a 28 días**



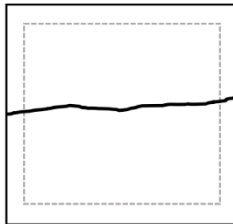
a)



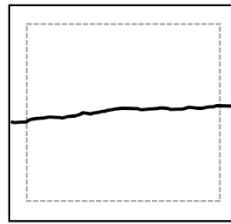
b)

**Expuestos a  $\text{Na}_2\text{SO}_4$**

**2 Meses**

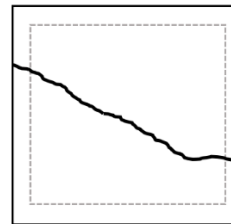


a)

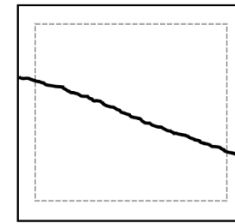


b)

**Expuestos a  $\text{MgSO}_4$**

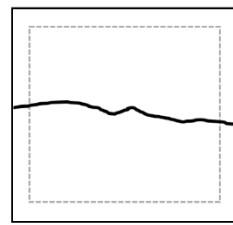


a)

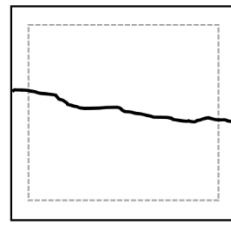


b)

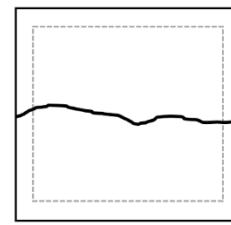
**4 Meses**



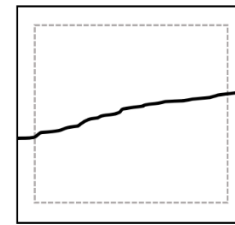
a)



b)

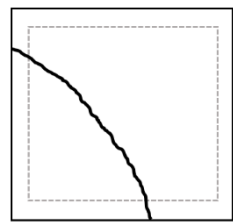


a)

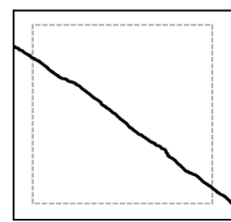


b)

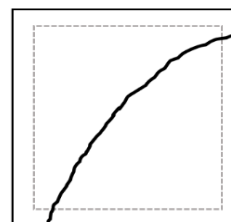
**6 Meses**



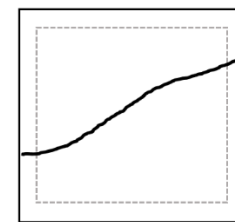
a)



b)



a)



b)

Figura 57.- Patrones de agrietamiento de especímenes del diseño sin refuerzo.

**3.4.1.4.2 Diseño reforzado con malla de acero electrosoldada**

La figura 58 muestra los patrones de agrietamiento de especímenes reforzados con malla de acero electrosoldada, contemplando los paneles de referencia a 28 días, así como ambos ejemplares para cada exposición de sulfato implementado en función del tiempo de ensayo.

El patrón de agrietamiento del diseño reforzado de manera continua con malla se caracteriza por presentar en la parte inferior de los paneles cuatro grietas que irradian desde la zona central de la aplicación de la carga, hacia los extremos de los especímenes. Según Martin y Cols. [84], los paneles reforzados con malla desarrollan los primeros agrietamientos en diagonal con dirección a las esquinas del prisma, o hacia la parte central de los lados, según la distribución de los esfuerzos máximos presentes en el ensayo de cada panel. Posteriormente, a una mayor deflexión despliegan grietas de manera casi perpendicular al primer conjunto de fisuras, generando fallas de tipo cruz (+) o en forma de "X".

Todas las representaciones de la figura 58 correspondientes a los agrietamientos resultantes del ensayo de paneles con refuerzo de malla, presentan un patrón repetitivo aleatorio con base en la tendencia de dirección en las fisuras descrita en el párrafo anterior.

**Referencia a 28 días**



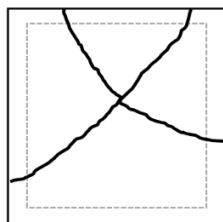
a)



b)

*Expuestos a Na<sub>2</sub>SO<sub>4</sub>*

**2 Meses**



a)



b)

*Expuestos a MgSO<sub>4</sub>*

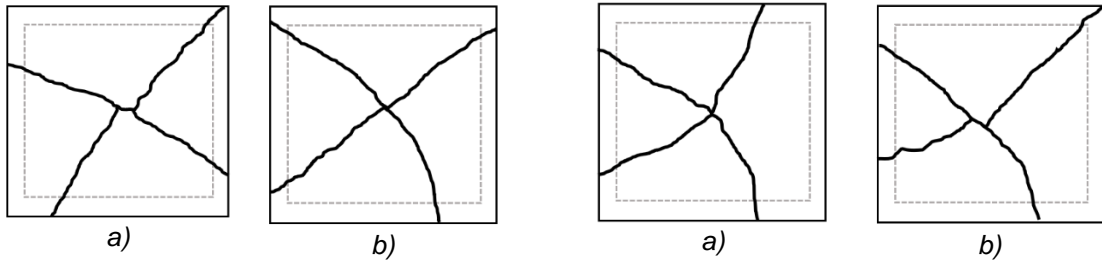


a)



b)

#### 4 Meses



#### 6 Meses

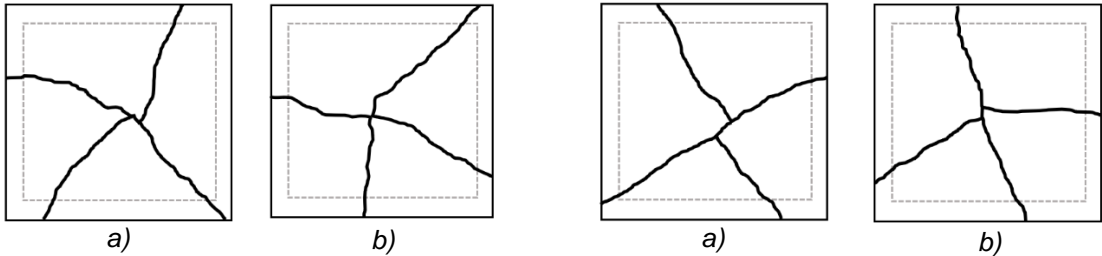


Figura 58.- Patrones de agrietamiento de especímenes del diseño reforzado con malla de acero.

#### 3.4.1.4.3 Diseño reforzado con 20 kg de fibras de acero

En la figura 59 se muestra los patrones de agrietamiento de especímenes reforzados con 20 kg de fibras de acero, considerando los paneles de referencia a 28 días, así como ambos ejemplares tanto a y b, para cada exposición de sulfato implementado a los 2, 4 y 6 meses respectivamente.

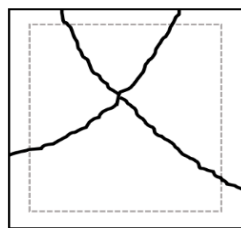
El patrón de agrietamiento del diseño reforzado de manera discontinua con 20 kg de fibras de acero (figura 59), a los 28 días presenta una concentración de esfuerzos máximos en diagonal de manera perpendicular en forma de "X". Posteriormente a los 2 y 4 meses de exposición a los sulfatos, el número de grietas radiales aumenta a cinco (a excepción de las seis del ejemplar b con exposición a  $\text{Na}_2\text{SO}_4$  a los 2 meses) y el patrón de agrietamiento debido al reacomodo de la distribución máxima de esfuerzos cambia a una morfología de tipo estrella. Por último, a los 6 meses de exposición, los ejemplares mostraron una reducción en el número de grietas nuevamente a cuatro, excepto del



ejemplar a) expuesto a sulfato de sodio, que mantuvo las cinco grietas presentadas por sus antecesores a los 2 y 4 meses.

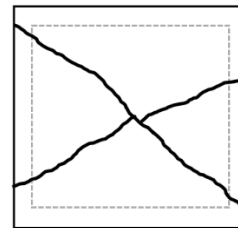
Este fenómeno de aumento y reducción en el número de grietas radiales es causado por los cambios ocurridos en las condiciones de soporte en cada uno de los paneles al momento del ensayo. De acuerdo con Barros [36], una vez que los agrietamientos alcanzan los bordes perimetrales de los especímenes, estos se apoyan sobre el marco perimetral en pequeños segmentos de área superficial cerca de las grietas, mientras que el resto del contorno de los paneles se mantiene inclinado y elevado respecto al marco de apoyo. Por lo tanto, si incrementa el número de grietas que cruzan los bordes de los paneles, de igual manera se amplía la dimensión efectiva de contacto entre los paneles y el marco de apoyo, por lo que se espera un aumento en cuanto a capacidad de carga residual del elemento. Mientras que por otro lado, si decrece el número de agrietamientos, de igual manera se disminuye la dimensión efectiva de contacto y se reduce la capacidad de soporte posterior al agrietamiento.

**Referencia a 28 días**



a)

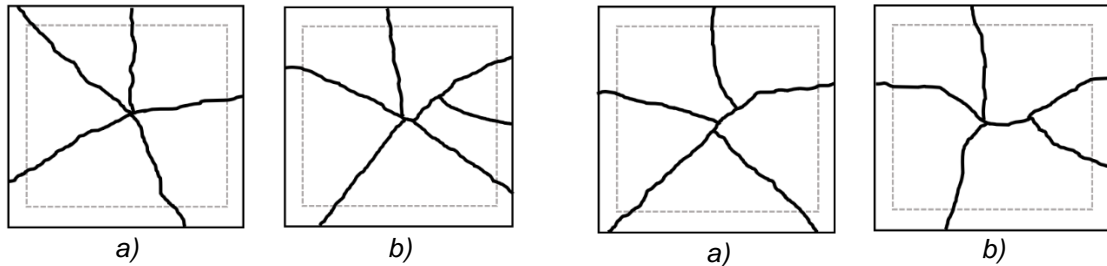
*Expuestos a  $Na_2SO_4$*



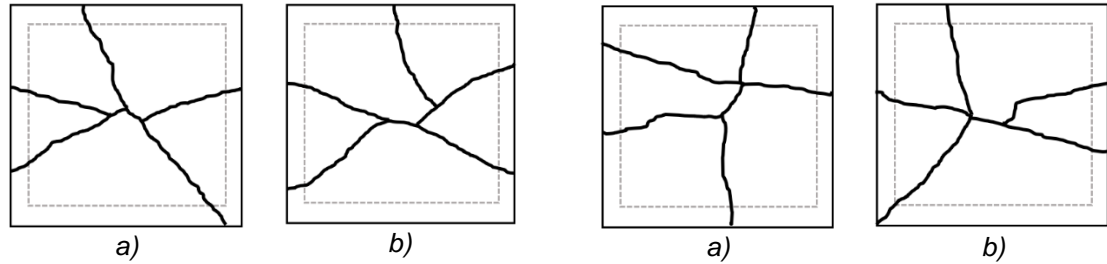
b)

*Expuestos a  $MgSO_4$*

## 2 Meses



## 4 Meses



## 6 Meses

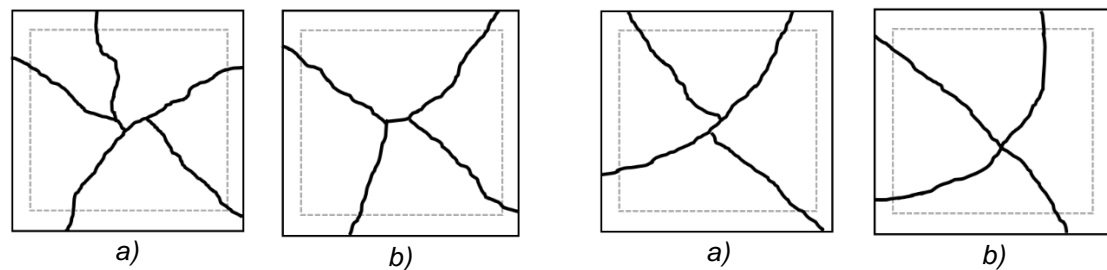


Figura 59.- Patrones de agrietamiento de especímenes del diseño reforzado con 20 kg de fibras de acero.

### 3.4.1.4.4 Diseño reforzado con 40 kg de fibras de acero

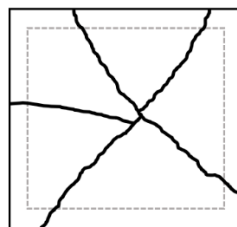
En la figura 60 se muestra los patrones de agrietamiento de especímenes reforzados con 40 kg de fibras de acero, contemplando los paneles de referencia a 28 días, así como los ejemplares a y b para cada exposición de sulfato ( $\text{Na}_2\text{SO}_4$  y  $\text{MgSO}_4$ ) correspondiente de los ensayos a 2, 4 y 6 meses, respectivamente.

El patrón de agrietamiento del diseño reforzado de manera discontinua con 40 kg de fibras de acero (figura 60), a los 28 días presenta una concentración de esfuerzos máximos que tienden a redistribuir las fisuras en una apariencia de tipo estrella, con cinco agrietamientos que se extienden de la parte central de los

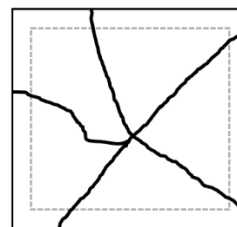
especímenes hasta los bordes de estos. Posteriormente a los 2 meses de exposición a los sulfatos, el número de grietas radiales aumentó hasta siete, y el agrietamiento debido al reajuste de la concentración máxima de esfuerzos presentó un patrón aleatorio sin morfología repetitiva. Finalmente, para el ensayo a los 4 meses de deterioro, el número de grietas se redujo a seis, mientras que para los 6 meses, los agrietamientos disminuyeron hasta los cinco, nuevamente con morfología de tipo estrella. No obstante, el ejemplar a) a los 4 meses sujeto a  $MgSO_4$  mantuvo los siete agrietamientos presentes a los 2 meses, así como el ejemplar b) a los 6 meses (de igual manera sujeto a  $MgSO_4$ ), que decreció el número de fisuras perpendiculares a cuatro, con un patrón de agrietamiento en “X”.

Respecto a este fenómeno, Barros y Figueiras [85] establecen que el número de agrietamientos aumenta con el incremento de fibras como refuerzo en los paneles, y como consecuencia se amplifica la dimensión efectiva del borde perimetral sobre el soporte de apoyo al flexionarse los especímenes, lo que genera finalmente una mayor capacidad de carga posterior al agrietamiento, así como una mayor absorción de energía.

**Referencia a 28 días**



a)



b)

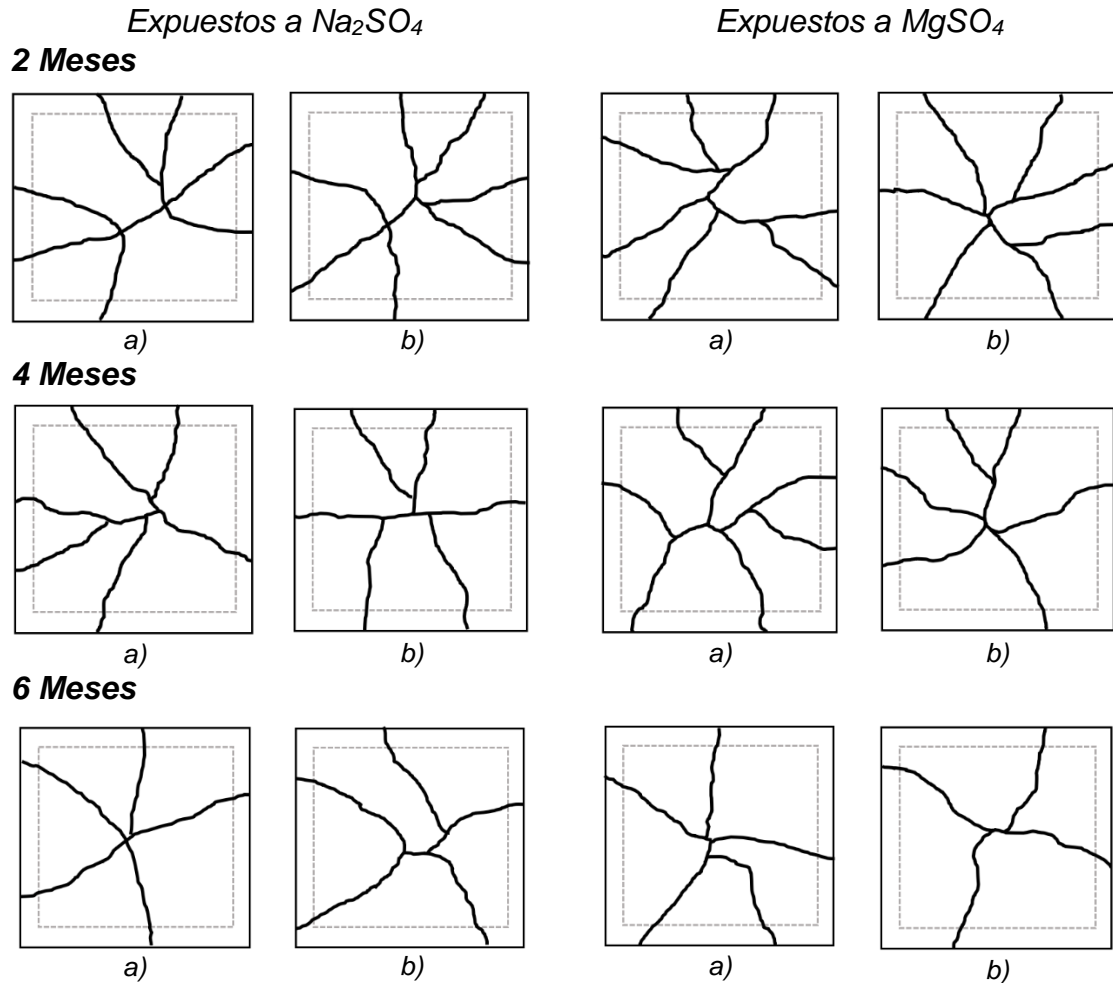


Figura 60.- Patrones de agrietamiento de especímenes del diseño reforzado con 40 kg de fibras de acero.

En definitiva, no se encontró evidencia con alto grado de sustento en cuanto a la diferencia de patrones de agrietamiento generada entre un sulfato y otro sobre los especímenes. No obstante, se demuestra que el sistema de refuerzo utilizado (o ausencia de este) proporciona diferentes patrones de agrietamiento en los paneles de concreto ensayados a flexión, en función de la continuidad, discontinuidad, volumen y anclaje por parte del acero utilizado como refuerzo.

### **3.4.2 Ensayo a compresión**

#### **3.4.2.1 Gráficas de esfuerzo a compresión**

En la figura 61 se muestra la gráfica representativa de los resultados de los especímenes sujetos a exposición de sulfato de sodio, ensayados para todos los sistemas de refuerzo utilizados.

Los resultados del diseño sin refuerzo se muestran en el primer cuarteto de barras de izquierda a derecha. El valor promedio calculado para los 3 núcleos de ambos ejemplares para los especímenes de referencia alcanza una resistencia de 35.5 MPa, mientras que para los ensayados a 2 meses 37.2 MPa, lo que equivale a un aumento de 4.8% de resistencia respecto al de referencia. Posteriormente el promedio calculado a 4 y 6 meses, los resultados muestran una reducción de resistencia, con valores de 33.8 y 32.5 MPa, lo que corresponde a una reducción de -4.8 y -8.5%, respecto al promedio de referencia.

Los resultados del diseño reforzado con malla se muestran únicamente para demostrar que los núcleos extraídos de los especímenes reforzados de manera continua corresponden a la misma mezcla de concreto y bajo las mismas propiedades que los especímenes sin refuerzo (con un promedio global entre ellos de 34.75 MPa), ya que al momento de extraer los núcleos se evitó la presencia de alambres de acero.

Referente a los resultados del diseño reforzado con 20 kg de fibras de acero (tercer cuarteto de barras de izquierda a derecha), el promedio de los núcleos correspondiente de los especímenes ensayados a 28 días fue 39.2 MPa, seguido del valor promedio obtenido para los paneles ensayados a 2 meses con valor de

41.2 MPa, o sea un 5.1% más de resistencia en comparación al de 28 días. Posteriormente para los 4 y 6 meses, una disminución en la resistencia con valores de 38.7 y 37.0 MPa, lo que equivale a -1.3 y -5.6% respecto al valor de referencia.

Respecto a los resultados del diseño reforzado con 40 kg de fibras de acero (último cuarteto de barras de izquierda a derecha), el valor promedio de los núcleos ensayados de los especímenes de referencia fue de 40.9 MPa, seguido de una resistencia promedio a los 2 y 4 meses de 42.7 y 41.6 MPa, lo que equivale a 4.4 y 1.7% de aumento de resistencia a la compresión respecto al de 28 días. Por último, a los 6 meses, un valor promedio de 40.0 MPa, es decir una reducción de -2.2% en comparación al de referencia.

Finalmente, realizando un análisis comparativo en función de los sistemas de refuerzo implementado, considerando el efecto de los sulfatos conforme al paso del tiempo, el promedio global de resultados para el diseño de referencia sin refuerzo fue de 34.8 MPa, seguido de 39.0 y 41.3 MPa, para el promedio de los diseños con 20 y 40 kg de fibras, lo que indica que la implementación del sistema de refuerzo discontinuo generó un incremento de resistencia de 12.0% para RF20 y 18.7% para RF40, respecto al de referencia sin refuerzo.

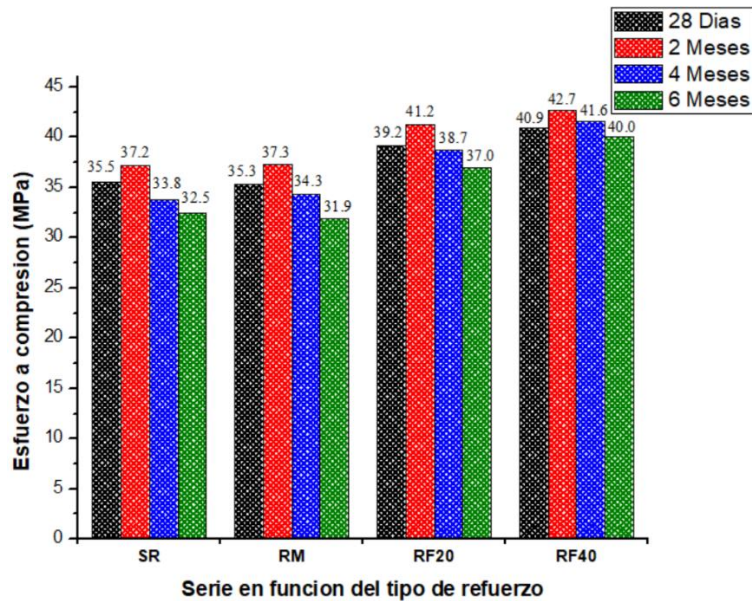


Figura 61.- Gráfica de esfuerzo a compresión para especímenes sujetos a exposición a  $\text{Na}_2\text{SO}_4$ . Por otra parte, la figura 62 muestra la gráfica representativa de los resultados de los especímenes ensayados para todos los sistemas de refuerzo utilizados, sujetos a exposición por sulfato de magnesio.

Los resultados del diseño sin refuerzo se muestran en el primer cuarteto de barras de izquierda a derecha. El valor promedio calculado para los 3 núcleos de ambos ejemplares para los especímenes de referencia alcanza una resistencia de 35.5 MPa, mientras que para los ensayados a 2 meses 36.4 MPa, lo que equivale a un aumento de 2.5% de resistencia respecto al de referencia. Posteriormente el promedio calculado a 4 y 6 meses, los resultados muestran una reducción de resistencia, con valores de 32.9 y 29.3 MPa, lo que corresponde a una reducción de -7.3 y -17.5%, respecto al promedio de referencia.

Los resultados del diseño reforzado con malla se muestran nuevamente para demostrar que los núcleos extraídos de los especímenes reforzados de manera continua corresponden a la misma mezcla de concreto y bajo las mismas

propiedades que los especímenes sin refuerzo, con un promedio global entre ellos de 33.45 MPa.

Referente a los resultados del diseño reforzado con 20 kg de fibras de acero (tercer cuarteto de barras de izquierda a derecha), el promedio de los núcleos correspondiente de los especímenes ensayados a 28 días fue 39.2 MPa, seguido del valor promedio obtenido para los paneles ensayados a 2 meses con valor de 40.0 MPa, o sea un 2.0% más de resistencia en comparación al de 28 días. Posteriormente para los 4 y 6 meses, exhiben una disminución en la resistencia con valores de 37.3 y 35.2 MPa, lo que equivale a -4.8 y -10.2% respecto al valor de referencia.

Respecto a los resultados del diseño reforzado con 40 kg de fibras de acero (último cuarteto de barras de izquierda a derecha), el valor promedio de los núcleos ensayados de los especímenes de referencia fue de 40.9 MPa, seguido de una resistencia promedio a los 2 meses de 41.6 MPa, lo que equivale a 1.7 % de aumento en la resistencia a compresión. Posteriormente a los 4 y 6 meses, presentan una reducción en la resistencia de 39.9 y 38.2 MPa, lo que corresponde a -2.4 y -6.6%, respecto al resultado a 28 días.

Finalmente, realizando un análisis comparativo en función de los sistemas de refuerzo implementados, tomando en cuenta la influencia de los sulfatos conforme al periodo de degradación, el promedio global de resultados para el diseño de referencia sin refuerzo fue de 33.5 MPa, seguido de 37.9 y 40.2 MPa, para el promedio de los diseños con 20 y 40 kg de fibras, lo que refleja un



incremento de resistencia de 13.1% para RF20 y 20.0% para RF40, respecto al de referencia sin refuerzo.

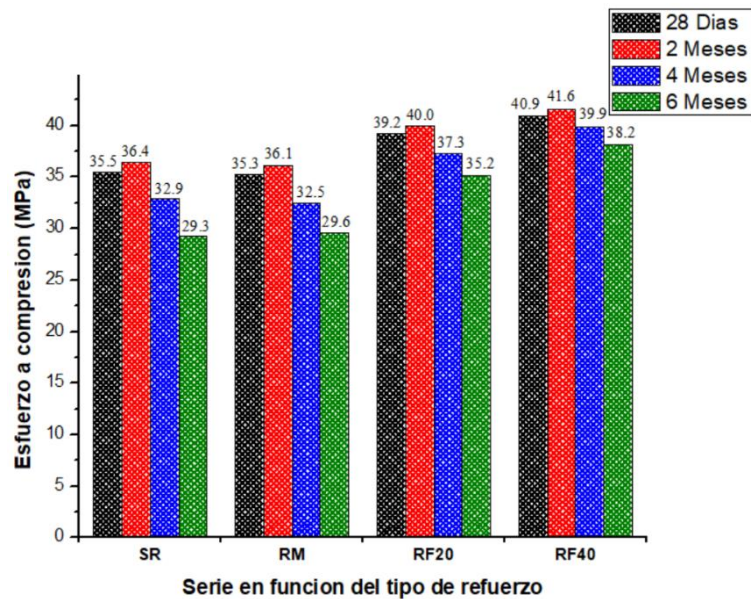


Figura 62.- Gráfica de esfuerzo a compresión para especímenes sujetos a exposición a  $MgSO_4$ . Comparando los resultados obtenidos de los valores promedio entre especímenes sujetos a la exposición de un sulfato y otro, se tiene en términos generales que los valores de esfuerzo a compresión fueron mayores en todos los casos para exposiciones bajo  $Na_2SO_4$ . Se calcula un aumento del 3.7% para el diseño sin refuerzo, 2.9% para el diseño reforzado con 20 kg de fibras de acero y 2.9% para el diseño reforzado con 40 kg de fibras, en comparativa con los promedios calculados para los especímenes sujetos a degradación por  $MgSO_4$ .

En términos generales, en definitiva se puede establecer que el sulfato de magnesio (de lo que respecta al ensayo a compresión), repercutió de manera más significativa en la resistencia de los núcleos extraídos de los paneles de concreto, en comparación con los valores promedios calculados para los núcleos de especímenes expuestos a sulfato de sodio.

Por último, es importante especificar que la resistencia mecánica y física de los núcleos mostró mejoras con el contenido y aumento de las fibras. Los esfuerzos de tensión internos accionados bajo la fuerza a compresión, trabajaron sobre todo el eje longitudinal del elemento, y no solo en la zona limitada por la presencia de productos de reacción alrededor de las fibras cerca de la zona de exposición a la que fue sometida la cara superficial del elemento [86]. Por tanto, los especímenes con fibras conservaron de manera más eficiente la carga a los 4 y 6 meses, respecto al de referencia sin refuerzo.

## CAPÍTULO 4

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### ***Conclusiones***

De acuerdo con los resultados determinados, se deducen las siguientes conclusiones en función de la hipótesis y objetivos planteados para la presente investigación:

1. Los análisis microestructurales demostraron la composición y evolución de fases, así como productos de reacción que tienen la capacidad de desestabilizar la portlandita y el CSH, lo que origina pérdidas de cohesión y resistencia mecánica en el concreto.
2. La exposición y degradación por parte de los sulfatos influyó directamente en la matriz de concreto y su interacción con el anclaje del acero de refuerzo, lo que afectó la resistencia residual posterior al agrietamiento en la etapa inelástica y de estricción para los especímenes de concreto bajo el ensayo a flexión.
3. La implementación del sistema de refuerzo discontinuo permitió una sofisticada redistribución de esfuerzos a tensión y mejoró el control de agrietamiento en los paneles, mostrando un comportamiento estable en el soporte de carga al momento del ensayo a flexión, respecto al desempeño generado por el sistema de refuerzo continuo.
4. El número de fisuras presentes, al igual que el patrón de agrietamiento generado en los paneles, depende del sistema de refuerzo implementado,

así como de la continuidad, discontinuidad, volumen y anclaje del acero en el concreto.

5. La solución de  $MgSO_4$  resultó ser más agresiva (en comparativa con la de  $Na_2SO_4$ ) a edades de exposición a la degradación entre 2, 4 y 6 meses, tomando como referencia la repercusión en los resultados obtenidos de carga última, absorción de energía y esfuerzo a compresión de los especímenes de concreto.
6. Las propiedades mecánicas se vieron influenciadas por el incremento en masa del refuerzo discontinuo. En el ensayo a flexión el endurecimiento por deformación de la sección inelástica pasó de ser ligero para RF20 a intenso por parte de RF40. Mientras que en el ensayo a compresión, tomando como referencia los valores sin exposición a sulfatos, el diseño RF40 presentó un aumento de 4.3% respecto al de RF20.

### ***Recomendaciones***

Con base en los resultados obtenidos y el trabajo de investigación desarrollado, se sugieren las siguientes recomendaciones para futuras investigaciones:

1. Utilizar un refuerzo continuo de malla de acero electrosoldada con un calibre superior como la 66-66 (con una sección transversal aproximada de 5 mm) para evitar la falla por tensión de los alambres de acero.
2. Implementar un refuerzo discontinuo de fibras con diferente morfología y relación de aspecto, para determinar el comportamiento de extracción de

fibras dentro de la matriz de concreto y su desempeño de absorción de energía.

3. Llevar a deterioro los especímenes de concreto mediante una exposición a la degradación con una temporalidad más prolongada de tiempo.
4. Utilizar otros sistemas de refuerzo como barras poliméricas de FRP y fibras sintéticas para determinar la estabilidad de carga, el comportamiento posterior al agrietamiento y su desempeño en cuanto a tenacidad.

## CAPÍTULO 5

### BIBLIOGRAFÍA

- [1] C. López Jimeno, Ingeotúneles: Ingeniería de túneles, Entorno Gráfico. (1999).
- [2] ACI Committee 506.1R, Guide to Fiber-Reinforced Shotcrete, Farmington Hills. (2008).
- [3] S. Kosmatka, B. Kerkhoff, W. Panarese, J. Tanesi, Diseño y control de mezclas de concreto, Portland Cement Association. (2004).
- [4] X. Gu, X. Jin, Y. Zhou, Basic Principles of Concrete Structures, Springer. (2015).
- [5] C. López Jimeno, Manual de túneles y obras subterráneas, (2011).
- [6] ACI Committee 544.7R, Report on Design and Construction of Fiber Reinforced Precast Concrete Tunnel Segments, Farmington Hills. (2016).
- [7] J. Hofler, J. Schlumpf, Concreto Proyectoado en la Construcción de Túneles, Putzmeister AG. (2004).
- [8] ACI Committee 506.5R, Guide for Specifying Underground Shotcrete, Farmington Hills. (2009).
- [9] T. Szwedzicki, Geotechnical precursors to large-scale ground collapse in mines, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. 38 (2001) 957–965. [https://doi.org/10.1016/S1365-1609\(01\)00062-4](https://doi.org/10.1016/S1365-1609(01)00062-4).
- [10] P. Hamid, N. Behzad, F. Majid, Steel Fiber Reinforced Concrete: A Review, Faculty of Civil Engineering, Universiti Teknologi Malaysia. (2010).
- [11] ACI Committee 544.4R, Guide to Design with Fiber-Reinforced Concrete, Farmington Hills. (2018).
- [12] ACI Committee 544.1R, Report on Fiber Reinforced Concrete, Farmington Hills. (1996).
- [13] A. Bentur, S. Mindess, Fibre reinforced cementitious composites, CRC Press. (2007).
- [14] M. Grzybowski, S. Shah, Shrinkage cracking of fiber reinforced concrete, ACI Mater J. (1990).
- [15] T. Melbye, Sprayed concrete for rock support, MBT International Underground Construction Group. (2001).
- [16] H. Mashimo, N. Isag, Effect of Fiber Reinforced Concrete on Shrinkage Crack of Tunnel Lining, Public Works Research Institute, Tsukuba, Japan. (n.d.).
- [17] M. Briffaut, F. Benboudjema, L. D'Aloia, Effect of fibres on early age cracking of concrete tunnel lining. Part I: Laboratory ring test, Tunnelling and Underground Space Technology. 59 (2016) 215–220. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2016.07.016>.
- [18] J.A.O. Barros, J.S. Cruz, Fracture Energy of Steel Fiber-Reinforced Concrete, Mechanics of Advanced Materials and Structures. 8 (2001) 29–45. <https://doi.org/10.1080/10759410119428>.

- [19] EN 14488-5, Testing sprayed concrete - Part 5: Determination of energy absorption capacity of fibre reinforced slab specimens., European Committee for Standardization. (2006).
- [20] B. Rivaz, Fibre Reinforced Spray Concrete: Minimum Performance Requirement to Meet Safety Needs, Bekaert Maccaferri Underground Solutions. (2015).
- [21] BarChipInc, Mejores prácticas para Probar el Concreto Proyectado Reforzado con Fibras, (2018).
- [22] H. Gavilanes, B. Andrade, Introducción a la ingeniería de túneles, AIME. (2004).
- [23] N. Barton, R. Lien, J. Lunde, Engineering classification of rock masses for the design of rock support, *Rock Mechanics*. (1974). <https://doi.org/https://doi.org/10.1007/BF01239496>.
- [24] E.S. Bernard, Correlaciones en el comportamiento de vigas de concreto lanzado reforzado con fibras y especímenes de panel, *Materiales y Estructuras RILEM*. (2002).
- [25] I. Galan, A. Baldermann, W. Kusterle, M. Dietzel, F. Mittermayr, Durability of shotcrete for underground support– Review and update, *Constr Build Mater*. 202 (2019) 465–493. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.12.151>.
- [26] R. Kirsch, *Groundwater Geophysics*, Springer. (2006).
- [27] H. Einstein, P. Huggenberger, Effects of tunneling on groundwater flow and swelling of clay-sulfate rocks, *Water Resour Res*. (2011).
- [28] B. Merked, B. Planer, *Groundwater Geochemistry*, Springer. (2008).
- [29] V. Tikhomirov, *Hydrogeochemistry Fundamentals and Advances, Groundwater Composition and Chemistry*, WILEY. (2016).
- [30] S. Binet, L. Spasini, C. Bertrand, Variability of the groundwater sulfate concentration in fractured rock slopes: a tool to identify active unstable areas, *Hydrol Earth Syst Sci*. (2009).
- [31] J.M. Ma, Application of Shotcrete Linings under Sulfate Attack Environments, *Adv Mat Res*. (2011).
- [32] I. Sirisawat, W. Saengsoy, L. Baingam, P. Krammart, S. Tangtermsirikul, Durability and testing of mortar with interground fly ash and limestone cements in sulfate solutions, *Constr Build Mater*. 64 (2014) 39–46. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.04.083>.
- [33] M. Lei, L. Peng, C. Shi, S. Wang, Experimental study on the damage mechanism of tunnel structure suffering from sulfate attack, *Tunnelling and Underground Space Technology*. 36 (2013) 5–13. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.tust.2013.01.007>.
- [34] K.-X. Liao, Y.-P. Zhang, W.-P. Zhang, Y. Wang, R.-L. Zhang, Modeling constitutive relationship of sulfate-attacked concrete, *Constr Build Mater*. 260 (2020) 119902. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.119902>.
- [35] ACI Committee 201, *Guide to Durable Concrete*, Farmington Hills. (2016).
- [36] J.A.O. Barros, Experimental behavior of mesh reinforced shotcrete and steel fiber reinforced shotcrete panels, *International Conference of the European Ready Mixed Concrete Organization (ERMCO'98)*. (1998).

- [37] Y. Ding, W. Kusterle, Comparative study of steel fibre-reinforced concrete and steel mesh-reinforced concrete at early ages in panel tests, *Cem Concr Res.* 29 (1999) 1827–1834. [https://doi.org/https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(99\)00177-5](https://doi.org/https://doi.org/10.1016/S0008-8846(99)00177-5).
- [38] O. Cengiz, L. Turanli, Comparative evaluation of steel mesh, steel fibre and high-performance polypropylene fibre reinforced shotcrete in panel test, *Cem Concr Res.* 34 (2004) 1357–1364. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2003.12.024>.
- [39] O.S.B. Al-Amoudi, Sulfate attack and reinforcement corrosion in plain and blended cements exposed to sulfate environments, *Build Environ.* 33 (1998) 53–61. [https://doi.org/https://doi.org/10.1016/S0360-1323\(97\)00022-X](https://doi.org/https://doi.org/10.1016/S0360-1323(97)00022-X).
- [40] R. He, S. Zheng, V.J.L. Gan, Z. Wang, J. Fang, Y. Shao, Damage mechanism and interfacial transition zone characteristics of concrete under sulfate erosion and Dry-Wet cycles, *Constr Build Mater.* 255 (2020) 119340. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.119340>.
- [41] G. Zhao, J. Li, F. Han, M. Shi, H. Fan, Sulfate-induced degradation of cast-in-situ concrete influenced by magnesium, *Constr Build Mater.* 199 (2019) 194–206. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.12.022>.
- [42] NMX-C-414-ONNCCE, *Industria de la Construcción- Cementos Hidráulicos- Especificaciones y Métodos de Prueba*, (2004).
- [43] ASTM C 188, *Standard Test Method for Density of Hydraulic Cement*, ASTM International. (2009).
- [44] ASTM C 125, *Standard Terminology Relating to Concrete and Concrete Aggregates*, ASTM International. (2009).
- [45] ASTM C 127, *Standard Test Method for Density, Relative Density (Specific Gravity), and Absorption of Coarse Aggregate*, ASTM International. (2007).
- [46] ASTM C 128, *Standard Test Method for Density, Relative Density (Specific Gravity), and Absorption of Fine Aggregate*, ASTM International. (2007).
- [47] ASTM C 1436, *Standard Specification for Materials for Shotcrete*, ASTM International. (2008).
- [48] ASTM C 494, *Standard Specification for Chemical Admixtures for Concrete*, ASTM International. (2010).
- [49] ASTM A 496, *Standard Specification for Steel Wire, Deformed, for Concrete Reinforcement*, ASTM International. (2017).
- [50] ASTM A 1064, *Standard Specification for Steel Wire and Welded Wire Reinforcement, Plain and Deformed, for Concrete*, ASTM International. (2010).
- [51] ASTM C 1116-15, *Standard Specification for Fiber-Reinforced Concrete*, ASTM International. (2015).
- [52] ASTM A 820-16, *Standard Specification for Fiber-Reinforced Concrete*, ASTM International. (2016).
- [53] ACI Committee 211.1, *Standard Practice for Selecting Proportions for Normal, Heavyweight, and Mass Concrete*, Farmington Hills. (1991).
- [54] ASTM C 143, *Standard Test Method for Slump of Hydraulic-Cement Concrete*, ASTM International. (2008).
- [55] ASTM C 192, *Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Laboratory*, ASTM International. (2007).



- [56] ASTM C 1012, Standard Test Method for Length Change of Hydraulic-Cement Mortars Exposed to a Sulfate Solution, ASTM International. (1995).
- [57] ASTM C 42, Standard Test Method for Obtaining and Testing Drilled Cores and Sawed Beams of Concrete, ASTM International. (2004).
- [58] ASTM C 617, Standard Practice for Capping Cylindrical Concrete Specimens, ASTM International. (2009).
- [59] ASTM C 39, Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens, ASTM International. (1999).
- [60] ASTM C 150, Standard Specification for Portland Cement, ASTM International. (2009).
- [61] A.M. Neville, *Tecnología Del Concreto*, IMCYC. 1 (1999).
- [62] J. Carrillo, D. Silva, M. Sánchez, Desempeño de losas de concreto sobre terreno reforzadas con malla electrosoldada o fibras de acero, *Ingeniería Investigación y Tecnología*. XVII (216AD).
- [63] A. Parera, *Ventajas del hormigón reforzado con fibras de acero frente al armado tradicional*, Unifort. (2018).
- [64] H.S. Amelin, N. Banthia, Steel Fiber Rebound in Shotcrete: Influence of Fiber Geometry, *Concrete International*. (1998).
- [65] M. Romer, L. Holzer, M. Pfiffner, Swiss tunnel structures: concrete damage by formation of thaumasite, *Cem Concr Compos*. (2003).
- [66] M. Maes, N. De Belie, Influence of chlorides on magnesium sulphate attack for mortars with Portland cement and slag based binders, *Constr Build Mater*. 155 (2017) 630–642. <https://doi.org/10.1016/J.CONBUILDMAT.2017.07.201>.
- [67] T. Aye, C. Oguchi, Resistance of plain and blended cement mortars exposed to severe sulfate attacks, *Constr Build Mater*. (2011).
- [68] L. Jiang, D. Niu, L. Yuan, Q. Fei, Durability of concrete under sulfate attack exposed to freeze-thaw cycle, *Cold Regions Science and Technology*. (2014).
- [69] M. Steiger, Crystal growth in porous materials—II: Influence of crystal size on the crystallization pressure, *J Cryst Growth*. 282 (2005) 470–481. <https://doi.org/10.1016/J.JCRYSGRO.2005.05.008>.
- [70] Y.F. Silva, S. Delvasto, Sulfate attack resistance of self-compacting concrete with residue of masonry, *Constr Build Mater*. (2020). <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.121095>.
- [71] J. Wang, D. Niu, R. Ma, Y. Zhang, Investigation of sulfate attack resistance of shotcrete under dry-wet cycles, *Journal of Wuhan University of Technology-Mater. Sci. Ed*. 31 (2016) 1329–1335. <https://doi.org/10.1007/s11595-016-1535-0>.
- [72] Z. Zhang, J. Zhou, J. Yang, Y. Zou, Z. Wang, Understanding of the deterioration characteristic of concrete exposed to external sulfate attack: Insight into mesoscopic pore structures, *Constr Build Mater*. 260 (2020) 119932. <https://doi.org/10.1016/J.CONBUILDMAT.2020.119932>.
- [73] J. Wang, D. Niu, Y. Wang, B. Wang, Durability performance of brine-exposed shotcrete in salt lake environment, *Constr Build Mater*. 188 (2018) 520–536. <https://doi.org/10.1016/J.CONBUILDMAT.2018.08.139>.

- [74] N. Tsui, R.J. Flatt, G.W. Scherer, Crystallization damage by sodium sulfate, *J Cult Herit.* 4 (2003) 109–115. [https://doi.org/10.1016/S1296-2074\(03\)00022-0](https://doi.org/10.1016/S1296-2074(03)00022-0).
- [75] F. Bellmann, B. Möser, J. Stark, Influence of sulfate solution concentration on the formation of gypsum in sulfate resistance test specimen, *Cem Concr Res.* 36 (2006) 358–363. <https://doi.org/10.1016/J.CEMCONRES.2005.04.006>.
- [76] K. Behfarnia, O. Farshadfar, The effects of pozzolanic binders and polypropylene fibers on durability of SCC to magnesium sulfate attack, *Constr Build Mater.* 38 (2013) 64–71. <https://doi.org/10.1016/J.CONBUILDMAT.2012.08.035>.
- [77] Y. Tan, H. Yu, H. Ma, Y. Zhang, C. Wu, Study on the micro-crack evolution of concrete subjected to stress corrosion and magnesium sulfate, *Constr Build Mater.* 141 (2017) 453–460. <https://doi.org/10.1016/J.CONBUILDMAT.2017.02.127>.
- [78] W. Jiabin, N. Ditao, S. Zhanping, Damage layer thickness and formation mechanism of shotcrete with and without steel fiber under sulfate corrosion of dry–wet cycles by ultrasound plane testing method, *Constr Build Mater.* 123 (2016) 346–356. <https://doi.org/10.1016/J.CONBUILDMAT.2016.06.146>.
- [79] ASTM C 1609, Standard Test Method for Flexural Performance of Fiber-Reinforced Concrete (Using Beam With Third-Point Loading), ASTM International. (2007).
- [80] M. Raffaldi, D. Benton, L. Martin, J. Johnson, M. Stepan, ASSESSING THE MECHANICAL BEHAVIOR OF LARGE-SCALE SHOTCRETE PÁNELS, SME Annual Meeting. (2016).
- [81] H.A.D. Kirsten, Comparative efficiency and ultimate strength of mesh- and fibre-reinforced shotcrete as determined from full-scale bending tests, The South African Institute of Mining and Metallurgy. (1992).
- [82] E.C. Morton, E. Villescusa, A.G. Thompson, DETERMINATION OF ENERGY ABSORPTION CAPABILITIES OF LARGE SCALE SHOTCRETE PÁNELS, Shotcrete for Underground Support XI. (2009).
- [83] O. E. Cazan, H. Constantinescu, I. Sosa, M.C. Gherman, DETERMINATION OF ENERGY ABSORPTION CAPACITY OF FIBER REINFORCED SPRAYED CONCRETE , CONSTRUCTII. (2014).
- [84] L. Martin, C. Clark, J. Johnson, M. Stepan, A NEW HIGH FORCE AND DISPLACEMENT SHOTCRETE TEST, SME Annual Meeting. (2015).
- [85] J.A.O. Barros, J.A. Figueiras, Experimental analysis of fiber reinforced concrete slabs, International Conference New Technologies in Structural Engineering. (1997).
- [86] L. Hussein, L. Amleh, H. Siad, M. Lachemi, Effect of very severe sulfate environment on bonded composite concrete system, *Constr Build Mater.* 191 (2018) 752–763. <https://doi.org/10.1016/J.CONBUILDMAT.2018.10.051>.