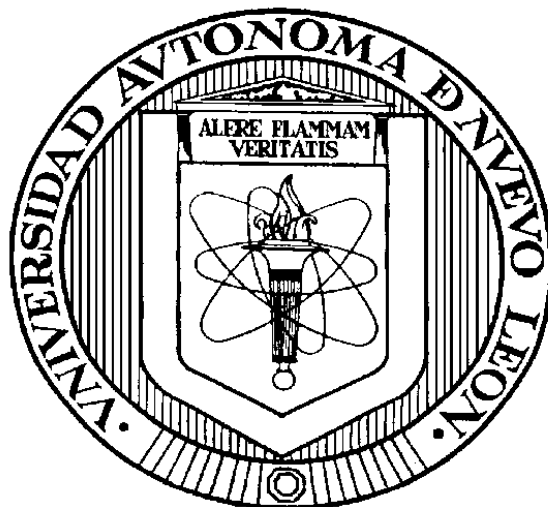


**UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**



**TESIS**

**COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL ANALÍTICO DE MUROS DE  
MAMPOSTERÍA SOMETIDOS A ALTAS TEMPERATURAS**

**POR**

**MARIO COVARRUBIAS NAVARRO**

**COMO REQUISITO PARCIAL PARA OBTENER EL GRADO DE  
DOCTOR EN INGENIERÍA DE MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN Y  
ESTRUCTURAS**

**DICIEMBRE, 2017**

**UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL  
SUBDIRECCIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO**



**TESIS**

**COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL ANALÍTICO DE MUROS DE  
MAMPOSTERÍA SOMETIDOS A ALTAS TEMPERATURAS**

**POR**

**MARIO COVARRUBIAS NAVARRO**

**COMO REQUISITO PARCIAL PARA OBTENER EL GRADO DE  
DOCTOR EN INGENIERÍA DE MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN Y  
ESTRUCTURAS**

**DICIEMBRE, 2017**

COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL Y ANALÍTICO DE MUROS DE  
MAMPOSTERÍA SOMETIDAS A ALTAS TEMPERATURAS

Aprobación de la Tesis

---

Dr. Fabián René Ruvalcaba Ayala  
Asesor de la Tesis

---

Dr. Jorge Humberto Chávez Gómez  
Jurado de Tesis

---

Dr. Antonio Zaldívar Cadena  
Jurado de Tesis

---

Dr. Javier Rodrigo González López  
Jurado de Tesis

---

Dr. Francisco Santiago Yeomans Reyna  
Jurado de Tesis Externo

---

Dr. Cesar Antonio Juárez Alvarado  
Subdirector de Estudios de Posgrado

## AGRADECIMIENTOS

A mi *Dios* por enseñarme los principios que me gobiernan y guían.

A mis *padres*, *Mario Covarrubias Ojeda* y *Margarita Navarro González* por darme la vida, inculcarme la perseverancia y mostrarme sus experiencias de vida.

A mi *esposa*, *Thania A. Andrade García* por su compañía, cariño y soporte.

A todos los *profesores* y *académicos* que imprimieron en mí el pensamiento libre.

## RESUMEN

**Mario Covarrubias Navarro**

**Fecha de Graduación: Diciembre 2017**

**Universidad Autónoma de Nuevo León**

**Facultad de Ingeniería Civil**

**Título del Estudio: COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL ANALÍTICO DE MUROS DE MAMPOSTERÍA SOMETIDOS A ALTAS TEMPERATURAS**

**Número de páginas: 176**

**Candidato para el grado de Doctor en Ingeniería de materiales y Estructuras**

**Área de Estudios: Ingeniería Estructural**

**Propósito y Método del Estudio:** La ingeniería estructural de fuego (IEF) busca mantener construcciones civiles con un comportamiento estable durante un evento de fuego por un tiempo determinado. Los muros de mampostería han tenido poco desarrollo en el conocimiento de su desempeño ante la acción de las altas temperaturas especialmente en condiciones de carga, donde los objetivos del muro en un evento de fuego son: (1) limitar el daño por el fuego o flama; (2) el aislamiento de los espacio que delimita; y (3) duración del tiempo en que se mantiene la estabilidad estructural. Con el fin de lograr los objetivos del muro es necesario hacer pruebas de resistencia del fuego a las diferentes condiciones, configuraciones y materiales del sistema constructivo con el fin de entender el comportamiento y tener herramientas de diseño eficiente y no solo prescriptivas. En este trabajo se trata el tema del uso de herramientas analíticas por el método del elemento finito aplicando modelos de Transferencia de Calor acoplados con un modelo estructural llamado Plasticidad del Concreto Dañado, los datos de entrada para la modelación computacional fue obtenida de investigaciones experimentales previas con las cuales también fue posible comparar resultados para obtener una aproximación de comportamiento.

**Contribuciones y Conclusiones:** En el comparativo de resultados analíticos con los experimentales se pudieron observar correlaciones de comportamiento, deformaciones, esfuerzos, fenómenos y patrones que ocurren en muros de mampostería sometidos a altas temperaturas durante etapas de calentamiento y aplicación de la carga. El seguimiento de un modelo acoplado térmico-estructural tuvo un adecuado flujo de compartición de datos y fue posible modelar las condiciones experimentales de frontera, cargas térmicas y estructurales, y propiedades elástica-plásticas de los materiales de la mampostería con dependencia en la temperatura.

## LISTA DE CONTENIDO

Lista de Figuras .....	VI
Lista de Tablas.....	XII
Capítulo 1. Introducción .....	1
1.1 Antecedentes de la investigación .....	1
1.2 Problema de investigación e hipótesis .....	3
1.2.1 Problema de investigación .....	3
1.2.2 Objetivos de investigación .....	3
1.3 Justificación de la investigación.....	4
1.4 Metodología .....	7
1.5 Esquema del informe.....	8
1.6 Definiciones .....	9
1.7 Delimitaciones de los alcances y asunciones importantes .....	12
1.8 Conclusiones .....	12
Capítulo 2. Revisión de Literatura.....	13
2.1 Introducción .....	13
2.2 Ingeniería Estructural de Fuego (IEF).....	17
2.3 Comportamiento y modelos de fuego .....	21

2.3.1	El fuego .....	21
2.3.2	Compartimentación .....	22
2.3.3	Modelos de fuego y curvas estándar .....	25
2.4	Prueba estándar de fuego .....	29
2.4.1	Equipo de prueba.....	29
2.4.2	Espécimen de prueba.....	33
2.4.3	Criterios de desempeño .....	33
2.4.4	Reporte de prueba .....	34
2.5	Mampostería y exposición a fuego .....	35
2.5.1	Propiedades mecánicas durante exposición a altas temperaturas .....	35
2.5.2	Resistencia a la tensión .....	39
2.5.3	Otras propiedades.....	41
2.5.4	Emisividad.....	45
2.5.5	Efectos físicos de la acción de altas temperaturas en muros de mampostería .....	47
2.6	Modelación por el método del elemento finito aplicado a análisis estructural de fuego .....	51
2.6.1	Modelo térmico de análisis de transferencia de calor .....	52
2.6.2	Modelo estructural de plasticidad de concreto dañado .....	55
2.7	Estudios experimentales de gran escala .....	61
2.8	Caso de estudio local: Escobedo 2015 .....	62
2.9	Conclusiones .....	65
Capítulo 3. Metodología .....		66
3.1	Introducción .....	66
3.2	Modelo del Elemento Finito.....	67
3.2.1	Programa computacional ABAQUS .....	67

3.2.2	Modelo térmico .....	67
3.2.3	Modelo estructural .....	69
3.3	Datos para simulación: investigaciones previas.....	70
3.3.1	Modelación analítica de muros de concreto ligero. ....	70
3.3.2	Modelación analítica de muros de concreto.....	80
3.4	Modelación analítica por el MEF.....	88
3.4.1	Tipo de elementos y mallado .....	88
3.4.2	Modelación geométrica.....	88
3.4.3	Interacciones y restricciones .....	89
3.4.4	Procesos de simulación .....	91
3.5	Parámetros de validación .....	93
3.6	Conclusión.....	93
Capítulo 4.	Resultados y Discusión.....	94
4.1	Introducción .....	94
4.2	Muro de mampostería de concreto ligero.....	95
4.2.1	Observaciones en proceso de simulación.....	95
4.2.2	Resultados térmicos .....	96
4.2.3	Resultados estructurales .....	130
4.2.4	Discusión de resultados de pruebas a muros de mampostería de concreto ligero.....	148
4.3	Muro de mampostería de concreto normal.....	157
4.3.1	Observaciones en proceso de simulación.....	157
4.3.2	Resultados estructurales .....	159
4.3.3	Resultados térmicos .....	161
4.3.4	Dificultades de la modelación y análisis .....	163
4.4	Conclusión.....	164



Capítulo 5. Conclusiones.....	165
5.1 Introducción .....	165
5.2 Conclusiones .....	166
5.2.1 Modelo analítico térmico .....	166
5.2.2 Modelo estructural .....	166
5.2.3 Desempeño del modelo acoplado.....	167
5.3 Limitaciones.....	167
5.4 Recomendaciones para estudios futuros .....	168
Bibliografía.....	169

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Planteamientos disponibles para los tres componentes del diseño de la IEF. ...	19
Figura 2. Proceso de diseño de Ingeniería estructural de fuego basada en desempeño (IEFBD) .....	20
Figura 3. Triángulo de fuego.....	21
Figura 4. Esquemático de compartimento, componentes y productos del fuego.....	22
Figura 5. Etapas de desarrollo de un fuego en función de tiempo. ....	25
Figura 6. Comparativa de curva estándar con temperaturas medidas durante fuegos compartimentales.....	26
Figura 7. Comparativa de curvas estándar para pruebas de resistencia al fuego. ....	27
Figura 8. Ejemplo de sistema de transferencia de carga con aplicación de carga superior. ....	30
Figura 9. Horno vertical para pruebas de resistencia al fuego de la escuela de ingeniería y ciencias computacionales de la Université de Liège, Bélgica.....	31
Figura 10. Relaciones de $\theta$ - $E/E_0$ de diferentes materiales sujetos a altas temperaturas. ....	36
Figura 11. Relaciones $\theta$ - $f_{c,\theta}/f_c$ de diferentes materiales sujetos a altas temperaturas. ....	37
Figura 12. Comportamiento experimental de esfuerzo-deformación dependiente de la temperatura de ladrillos de arcilla, bloques de arcilla huecos, bloques de concreto ligero y mortero. ....	38
Figura 13. Coeficiente de decremento de resistencia de tensión $K_{c,t}$ de concretos calentados.....	40
Figura 14. Comparación de efectos de temperaturas elevadas en la resistencia a la tensión de concretos fabricados usando diferentes tipos de agregados convencionales. ....	40
Figura 15. Relación de Poisson en correlación con la temperatura. ....	41
Figura 16. Efectos del grado de saturación en el módulo elástico y resistencia a la compresión, edad del concreto: 28 días, temperatura: 15°C . ....	42
Figura 17. Valores de expansión térmica dependientes de la temperatura para concretos con agregados de silicato, calcáreos y concretos ligeros. ....	43

Figura 18. Conductividad térmica dependiente de la temperatura para unidades de mampostería de arcilla (900-1200 kg/m <sup>3</sup> ), silicato de calcio (1600-2000 kg/m <sup>3</sup> ) y concreto ligero (600-1000 kg/m <sup>3</sup> ).....	45
Figura 19. Calor específico dependiente de la temperatura para unidades de mampostería de arcilla (900-1200 kg/m <sup>3</sup> ), silicato de calcio (1600-2000 kg/m <sup>3</sup> ) y concreto ligero (600-1000 kg/m <sup>3</sup> ).....	46
Figura 20. Calor específico de mortero de relación 1:3 .....	47
Figura 21. Esquemático de inclinación térmica en muros de carga (a) y de separación (b) .....	49
Figura 22. Inclinación revertida. (a) Comienzo de ineffectividad, (b) presencia de excentricidad .....	50
Figura 23. Definición del calor específico y calor latente. ....	53
Figura 24. Respuesta del concreto a carga uniaxial en tensión (a) y compresión (b). ....	55
Figura 25. Curva de esfuerzo-energía de fractura post-falla.....	56
Figura 26. Superficie de fluencia en el plano derivatorio, correspondiente a valores diferentes de K <sub>c</sub> .....	59
Figura 27. Superficie de fluencia en esfuerzos planos. ....	59
Figura 28. Fuego compartamental en progreso.....	61
Figura 29. Vista aérea del cuadrante de incendio de almacén y afectaciones en zona centro de Escobedo, Nuevo León.....	62
Figura 30. Muro de mampostería de almacén. (a) Inclinación térmica y (b) sección colapsada.....	63
Figura 31. Cara no expuesta de muro. (a) Muro con muestra de cuadro quemado y (b) Grietas. ....	64
Figura 32. Bloque degradado con exposición en una cara.....	65
Figura 33. Esquemático de murete de bloques de concreto ligero (mm).....	71
Figura 34. Desarrollo de temperatura en muretes de mampostería durante la prueba ....	73
Figura 35. Relación compresiva de esfuerzo-deformación promedio de muretes sometidos a fuego.....	74
Figura 36. Relación compresiva esfuerzo-deformación promedio de bloques sometidos a fuego.....	74

Figura 37. Resistencia a la compresión reducida para muretes de mampostería y bloques de concreto ligero sometidos a fuego.....	75
Figura 38. Reducción del módulo elástico para muretes de mampostería y bloques de concreto ligero sometidos a fuego.....	75
Figura 39. Comportamiento compresivo en rango plástico de concreto ligero. ....	79
Figura 40. Comportamiento compresivo en rango plástico de mortero para muro de concreto ligero.....	79
Figura 41. Esquemático de muro de concreto normal. (a) Posiciones de medición superficiales y (b) posición de termopares en la sección transversal del muro. ....	81
Figura 42. Comparativo de curvas de temperatura aplicada experimentalmente y la curva estándar ISO 834. ....	82
Figura 43. Deflexión central experimental en muro MC1 (50% de carga) y MC2 (100% de carga).....	83
Figura 44. Comportamiento compresivo en el rango plástico de concreto normal. ....	87
Figura 45. Comportamiento compresivo en el rango plástico de mortero para muro de concreto normal.....	87
Figura 46. Elemento tridimensional de 8 nodos y convención de grados libertad. ....	88
Figura 47. Bloque sólido y muro de mampostería modelado por el MEF. ....	89
Figura 48. Interacción basada en superficies con restricción anudada (Tie Constraint) [102]. ....	90
Figura 49. Condiciones de frontera en. (a) Muro de concreto ligero y (b) Muro de concreto normal. ....	91
Figura 50. Proceso de simulación por el MEF para muro de concreto ligero.....	92
Figura 51. Proceso de simulación por el MEF para muro de concreto normal.....	92
Figura 52. Esquemático de muro de concreto ligero simulado con puntos de referencia. ....	97
Figura 53. Modelo computacional con contornos de temperatura de muro de concreto ligero a temperatura de 200°C (deformación escalada 10x). ....	98
Figura 54. Desarrollo de temperatura en bloques de concreto ligero a 200°C.....	99
Figura 55. Desarrollo de temperatura en mortero en carga térmica de 200°C.....	100
Figura 56. Perfil de temperaturas en bloque de concreto ligero a 200°C.....	100

Figura 57. Perfil de temperaturas en mortero en prueba de 200°C .....	101
Figura 58. Perfil de muro con contorno de temperatura a 200°C.....	102
Figura 59. Deformaciones fuera del plano en muro a 200°C.....	103
Figura 60. Esquemático isométrico escalado (20x) de deformación de prueba de 200°C. .....	103
Figura 61. Contornos de deformación U3 en muro en prueba de 200°C (m). .....	104
Figura 62. Rotación de frontera superior con respecto a tiempo de prueba normalizado (200°C).....	105
Figura 63. Esfuerzos máximos principales finales de prueba térmica a 200°C (N/m <sup>2</sup> ). 105	
Figura 64. Modelo computacional con contornos de temperatura de muro de concreto ligero a temperatura de 400°C (deformación escalada 3x). .....	106
Figura 65. Desarrollo de temperatura en bloques de concreto ligero a 400°C.....	107
Figura 66. Desarrollo de temperatura en mortero en carga térmica de 400°C.....	108
Figura 67. Perfil de temperaturas en bloque de concreto ligero a 400°C.....	109
Figura 68. Perfil de temperaturas en mortero a 400°C.....	109
Figura 69. Perfil de muro con contorno de temperatura a 400°C.....	110
Figura 70. Deformaciones fuera del plano en muro a 400°C.....	111
Figura 71. Esquemático isométrico escalado (30x) de deformación de prueba de 400°C. .....	111
Figura 72. Contornos de deformación U3 en muro en prueba de 400°C (m). .....	112
Figura 73. Rotación de frontera superior con respecto a tiempo de prueba normalizado (400°C).....	113
Figura 74. Esfuerzos máximos principales finales de prueba térmica a 400°C (N/m <sup>2</sup> ). 113	
Figura 75. Modelo computacional con contornos de temperatura de muro de concreto ligero a temperatura de 600°C (deformación escalada 3x). .....	114
Figura 76. Desarrollo de temperatura en bloques de concreto ligero a 600°C.....	115
Figura 77. Desarrollo de temperatura en mortero en carga térmica de 600°C.....	116
Figura 78. Perfil de temperaturas en bloque de concreto ligero a 600°C.....	117
Figura 79. Perfil de temperaturas en mortero a 600°C.....	117
Figura 80. Perfil de muro con contorno de temperatura a 600°C.....	118
Figura 81. Deformaciones fuera del plano en muro a 600°C.....	119

Figura 82. Esquemático isométrico escalado (20x) de deformación de prueba de 600°C. .....	119
Figura 83. Contornos de deformación U3 en muro en prueba de 600°C (m). ....	120
Figura 84. Rotación de frontera superior con respecto a tiempo de prueba normalizado (600°C). ....	121
Figura 85. Esfuerzos máximos principales finales de prueba térmica a 600°C (N/m <sup>2</sup> ). 121	
Figura 86. Modelo computacional con contornos de temperatura de muro de concreto ligero a temperatura de 800°C (deformación escalada 1x). ....	122
Figura 87. Desarrollo de temperatura en bloques de concreto ligero a 800°C. ....	123
Figura 88. Desarrollo de temperatura en mortero en carga térmica de 800°C. ....	124
Figura 89. Perfil de temperaturas en bloque de concreto ligero a 800°C. ....	125
Figura 90. Perfil de temperaturas en mortero a 800°C. ....	125
Figura 91. Perfil de muro con contorno de temperatura a 800°C. ....	126
Figura 92. Deformaciones fuera del plano en muro a 800°C. ....	127
Figura 93. Esquemático isométrico escalado (15x) de deformación de prueba de 800°C. .....	127
Figura 94. Contornos de deformación U3 en muro en prueba de 800°C (m). ....	128
Figura 95. Rotación de frontera superior con respecto a tiempo de prueba normalizado (800°C). ....	129
Figura 96. Esfuerzos máximos principales finales de prueba térmica a 800°C (N/m <sup>2</sup> ). 129	
Figura 97. Esquemático de muro de concreto ligero con referencias para carga estructural. .....	130
Figura 98. Curva esfuerzo-deformación de muro de concreto ligero a 20°C. ....	131
Figura 99. Deformaciones unitarias en muro a 20°C por carga estructural (LE11, LE22). .....	132
Figura 100. Deformaciones fuera del plano (U3) en perspectiva y corte transversal (Factor de escala 4x). ....	133
Figura 101. Deformaciones plásticas equivalente (PEMAG) en muro bajo carga estructural a 20°. ....	133
Figura 102. Curva esfuerzo-deformación de muro de concreto ligero a 200°C. ....	134

Figura 103. Deformaciones unitarias en muro a 200°C por carga estructural (LE11, LE22). .....	135
Figura 104. Deformaciones U3 en prueba estructural en muro a 200°C (m).....	135
Figura 105. Deformaciones en tiempo normalizado fuera del plano en punto CC a 200°C. .....	136
Figura 106. Rotaciones superiores en tiempo normalizado en muro a 200°C. ....	136
Figura 107. Curva esfuerzo-deformación de muro de concreto ligero a 40°C.....	137
Figura 108. Deformaciones unitarias en muro a 400°C por carga estructural ambas cargas (LE11, LE22). ....	138
Figura 109. Deformaciones U3 en prueba estructural en muro a 400°C (m).....	139
Figura 110. Deformaciones en tiempo normalizado fuera del plano en punto CC a 400°C. .....	140
Figura 111. Rotaciones superiores en tiempo normalizado en muro a 400°C. ....	140
Figura 112. Curva esfuerzo-deformación de muro de concreto ligero a 600°C.....	141
Figura 113. Deformaciones unitarias en muro a 600°C por carga estructural ambas cargas (LE11, LE22). ....	142
Figura 114. Deformaciones U3 en prueba estructural en muro a 600°C (m).....	143
Figura 115. Deformaciones en tiempo normalizado fuera del plano en punto CC a 600°C. .....	143
Figura 116. Rotaciones superiores en tiempo normalizado en muro a 600°C. ....	144
Figura 117. Curva esfuerzo-deformación de muro de concreto ligero a 800°C.....	145
Figura 118. Deformaciones unitarias en muro a 800°C por carga estructural ambas cargas (LE11, LE22). ....	146
Figura 119. Deformaciones U3 en prueba estructural en muro a 800°C (m).....	147
Figura 120. Deformaciones en tiempo normalizado fuera del plano en punto CC a 800°C. .....	147
Figura 121. Rotaciones superiores en tiempo normalizado en muro a 600°C. ....	148

## LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Coeficientes de expansión térmica para unidades de mampostería y mortero. .	44
Tabla 2. Valores de conductividad térmica para análisis térmico para muros de concreto ligero. ....	77
Tabla 3. Valores de calor específico para análisis térmico para muros de concreto ligero. ....	77
Tabla 4. Parámetros del modelo PCD para simulación estructural de muros de concreto ligero. ....	78
Tabla 5. Valores de conductividad para análisis térmico de muros de concreto normal. ....	84
Tabla 6. Valores de calor específico para análisis térmico de muros de concreto normal. ....	85
Tabla 7. Propiedades de los materiales de los muros de mampostería de concreto normal. ....	86
Tabla 8. Parámetros del modelo PCD para simulación estructural de muros de concreto normal. ....	86



# CAPÍTULO 1

---

## INTRODUCCIÓN

### 1.1 ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN

Los sistemas estructurales tienen como objetivo: «[permitir] el flujo adecuado de las fuerzas que generan las distintas acciones de diseño para que dichas fuerzas puedan ser transmitidas de manera continua y eficiente hasta la cimentación» [1]. El fin de este objetivo es salvaguardar los ocupantes y bienes muebles e inmuebles que se encuentran en el interior de las construcciones, sea cual sea su uso y su nivel de importancia.

El análisis de las acciones a las que la edificación será sometida es de vital importancia para la elaboración del análisis y diseño estructural, ya que estas dictan la resistencia que los elementos estructurales requieren para cumplir con los objetivos de seguridad. Si bien, las acciones están ampliamente exploradas en nivel internacional y nacional; la gran diversidad de configuraciones de estructuración y acciones posibles, requiere de un constante estudio de las respuestas estructurales para los diferentes casos. El desarrollo de dichas investigaciones se compendia en herramientas, prescripciones y recomendaciones que ayudan a los ingenieros estructurales a tomar decisiones adecuadas y seguras en cuanto a las propuestas estructurales.

Una de las acciones que ha tenido progreso en la actualidad es la respuesta estructural a consecuencia de la acción de altas temperaturas, ya sea, tanto de acciones accidentales (incendio) o acciones previstas como permanentes (plantas generadoras, fábricas, etc.). La acción de altas temperaturas o fuego y su respuesta estructural es estudiada particularmente por la Ingeniería Estructural de Fuego (IEF), que observa los

aspectos pasivos de protección contra el fuego realizando análisis de los efectos térmicos sobre las construcciones y diseñando los elementos estructurales para una adecuada resistencia a la carga impuesta y el control del esparcimiento del fuego [2, 3].

Ahora bien, es importante enfatizar que la resistencia al fuego es un concepto que se aplica solamente a los elementos de la estructura, no así, a la edificación; y que está en función del tiempo en el que el elemento puede soportar las cargas impuestas; mientras, es sometida a la acción de altas temperaturas [4]. La resistencia al fuego de un elemento estructural es obtenida por medio de pruebas estándar de fuego; la historia del inicio de estas pruebas puede ser rastreada a la década de los 1890 cuando a petición de las aseguradoras de edificaciones en los Estados Unidos buscaban establecer el comportamiento estructural de los elementos en eventos de incendios [5]; entonces con el pasar del tiempo se han desarrollado técnicas de prueba más uniformes a nivel internacional, e inclusive se han desarrollados procedimientos específicos para cada tipo de elemento.

Las pruebas estándares de fuego se realizan en hornos especializados para este fin y con configuraciones especiales para el tipo de elemento, donde estos son expuestos a una curva de tiempo-temperatura, una de las más aplicadas es la ISO 834 [6]; la cual ha servido de base para diferentes códigos internacionales en esta materia.

Los estudios que se han hecho para los diferentes elementos estructurales han arrojado datos que pueden alimentar modelos matemáticos que a su vez puedan reducir los costos derivados de pruebas experimentales, de esta manera, se ha dado un crecimiento en la implementación de estos modelos en medios computacionales, especialmente, desde el desarrollo del Método de Elementos Finitos (MEF). A través de este proceso de alimentación se han desarrollado diversos modelos simuladores que pueden predecir la respuesta térmica y estructural de los elementos.

En la Universidad Autónoma de Nuevo León en su Facultad de Ingeniería Civil se ha estado implementado el uso de programas computacionales que aplican el MEF para desarrollar modelos simuladores para el sistema estructural de mampostería; para este fin se ha llevado a cabo un método de implementación que lleve a la validación de este

modelo a través de la comparación de resultados experimentales con los obtenidos en un ambiente virtual. En esta validación los datos de entrada para la simulación son obtenidos de investigaciones experimentales previas que pueden ser utilizadas dentro de los parámetros requeridos en el modelo analítico computacional; tales propiedades son insertadas como características físicas y térmicas de los materiales a utilizar.

## **1.2 PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN E HIPÓTESIS**

### 1.2.1 Problema de investigación

¿Qué tan preciso puede ser una simulación de un modelo analítico computacional con respecto a un análisis experimental empírico?

Esencialmente, argumento que un modelo analítico que integre los parámetros tanto mecánicos como térmicos del material propuesto, puede dar altos niveles de correlación en el comportamiento térmico y estructural, en comparativa con resultados de métodos experimentales previos.

### 1.2.2 Objetivos de investigación

#### 1.2.2.1 Objetivo general

Determinar analíticamente el comportamiento estructural y térmico de muros de mampostería sometidos a la acción de altas temperaturas, por medio del Método del Elemento Finito (MEF), aplicando modelos de comportamiento del material que introduzcan tanto propiedades térmicas como mecánicas de los materiales a utilizar.

#### 1.2.2.2 Objetivos específicos

- Desarrollar una búsqueda bibliográfica de información relativa al tema de resistencia al fuego de muros de mampostería.
- Obtener capacitación y práctica en el uso del programa computacional a utilizar (ABAQUS).

- Determinar las condiciones de prueba estándar de muros de mampostería y establecer la curva de temperatura de aplicación
- Desarrollar un modelo analítico térmico con el MEF en programa computacional.
- Desarrollar un modelo analítico estructural (no lineal) con el MEF en programa computacional.
- Acoplar los modelos analíticos térmico y estructural en programa computacional.
- Analizar los resultados obtenidos de los modelos analíticos.
- Validar los análisis con resultados de investigaciones previas.
- Redactar resultados de investigación para su posterior divulgación.

### **1.3 JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN**

La Ingeniería Estructural de Fuego (IEF) busca mantener construcciones civiles con un comportamiento estable durante un evento de fuego por un tiempo determinado, se apoya en la Ingeniería de Seguridad al Fuego (ISF) y de la Ingeniería de Protección contra el Fuego (IPF). La ISF es una multi disciplina que determina las estrategias para una estructura bajo condiciones de fuego, asegura la estabilidad estructural y el control del esparcimiento del fuego por medio de protección pasiva y activa. En lo que respecta a la IPF comprende los modos activos y pasivos para dar un nivel de protección a los edificios y de su contenido. Dentro de la IPF la IEF comprende los aspectos pasivos en el diseño del edificio para una adecuada capacidad de carga y limitación del crecimiento de un incendio [2].

Los métodos pasivos son todos aquellos que permanecen en la estructura sin necesidad de una energización en eventos de fuego [7], tanto métodos de configuración como de la propia resistencia de los elementos. Los activos son aquellos que requieren de energización para su activación.

Existen diversas instituciones que se esfuerzan por desarrollar métodos de diseño adecuado para la infraestructura [8]; y se ha limitado a códigos prescriptivos en la mayoría de los países que consideran este tema. En la mayoría de los casos existe investigación, casos de estudio, y mucha de la información generada se encuentra en vías de desarrollo para su aplicación. Sin embargo como se ha mencionado, en México no se ha aplicado la IEF. Los códigos y reglamentos nacionales vigentes se han apoyado de información y estándares foráneos.

Los muros de mampostería han tenido poco desarrollo en el conocimiento de su desempeño ante la acción de altas temperaturas, debido a que el principal uso de la mampostería es actuar como muro de separación para formar un compartimento aislado [9], sin embargo, este no es su único uso ya que también tiene aplicación como muro de carga, actuando como elementos de estabilidad estructural. Es en su uso de elemento estructural en el que el sistema tiene su comportamiento crítico y es necesario su entendimiento al ser sometido a la acción del fuego.

Dentro de las acciones de diseño de uso común a nivel nacional no se consideran las cargas de temperatura sino solamente para elementos que por su dimensión lo requiera como en puentes en cuyo caso se refiere a temperaturas ambientales [10]; y en las Normas Técnicas Complementarias (NTC) solo consideran un apartado para previsiones contra incendios [11] y para el caso de interés de muros de mampostería la NTC [12] no indica ninguna observación en el caso de incidencia de un fuego sobre el elemento, ni las consecuencias de la degradación del material por las altas temperaturas, pérdidas de material, condiciones de respuesta no lineal, entre otras.

Como cualquier sistema constructivo, su desempeño en respuesta a la acción del fuego consiste en tres partes: (1) el límite del daño de la flama/temperatura, (2) la duración del tiempo en la que espacios objetivos permanecen sostenibles, y (3) la duración del tiempo en el que el sistema estructural se mantiene estable [13]. Con el fin de cumplir con esta respuesta las pruebas experimentales que se practican a los elementos estructurales son evaluadas en tres aspectos de importancia o estados límites contra fuego en una prueba estándar en horno: (I) aislamiento, que establece límites de la temperatura en las caras no expuestas; (E) integridad, control de grietas o aperturas por la que la temperatura penetre

el compartimento; y (R) capacidad de carga, hasta que el elemento no soporte más acción [9].

Los tres parámetros IER son necesarios para evaluar el comportamiento estructural del sistema y que al mismo tiempo cumpla con los objetivos de la compartimentación en donde se asegura que el fuego sea contenido, y que se limite al querer expandirse horizontalmente a través de los muros; previniendo, la rápida propagación del fuego que ponga en peligro a los ocupantes, evitar el crecimiento de un incendio, y al mismo tiempo asegurar la integridad de edificaciones contiguas [7].

Los sistemas de mampostería son ampliamente utilizados en nuestro país por su bajo costo y su rapidez en construcción, además se desarrollan como elementos separadores y cargadores. Esta investigación pretende comprender el comportamiento de estos muros bajo una acción de acuerdo al esquema en que el fuego se encuentra contenido en un compartimento cerrado, y evaluar los parámetros IER. Las temperaturas máximas que se pueden presentar dentro de un compartimento dependen del combustible, la cantidad del mismo y la amplitud del área. Bajo ciertas condiciones es posible llegar a temperaturas mayores a 1000°C [9].

La mampostería está definida como un ensamble de unidades puestas en un patrón de confinamiento unidas con morteros. En un incendio, los muros de mampostería son predominantemente expuestos al calor en una cara, dando en consecuencia un alto gradiente en el espesor del muro. Debido a la baja conductividad del material de la mampostería, la distribución de la temperatura a través del muro es no lineal; además se generan esfuerzos térmicos [14].

El daño causado en un edificio con un sistema de mampostería es el resultado de la quema de materiales combustibles, así como indirectamente por el calor y humo. Es posible considerar de igual manera el daño que ocurre en el enfriamiento súbito que se da con la aplicación de agua para la sofocación del fuego. Los efectos del fuego en los componentes de un edificio pueden ser: pérdida de la resistencia de los materiales degradados; pérdida de la estabilidad causada por el exceso de carga; pérdida de rigidez, cambio de trayectoria de carga y pérdida de equilibrio; expansiones, subsecuente

deformación y agrietamiento [15]. El problema que justifica esta investigación es comprender los límites constructivos de los muros de mampostería para asegurar un adecuado desempeño estructural bajo acciones de las altas temperaturas.

#### **1.4 METODOLOGÍA**

El programa computacional que incorpora el MEF utilizado en esta investigación se llama ABAQUS el cual es una herramienta de análisis útil para el tipo de problemas de ingeniería que se plantea en este documento; este programa consta de un pre-procesador (ABAQUS/CAE) en el cual se realiza la modelación geométrica del espécimen de prueba; un procesador (ABAQUS/Standard); por último los resultados son mostrados en el post-procesador integrado en el mismo ambiente del pre-proceso.

El modelo geométrico de mampostería que se estudia en esta investigación se conforma por morteros de unión y bloques sólidos de concreto los cuales se ensamblan en modelos geométricos con dimensiones de 3mx3m con un espesor de 100mm, que a través de herramientas virtuales pueden ser insertadas en el ambiente virtual del programa computacional ABAQUS en la etapa de pre-proceso.

Esta investigación sigue un proceso de simulación analítica, el cual requiere de un modelo MEF que integra las propiedades térmicas y mecánicas del material a utilizar. Se hace uso de dos modelos para la simulación del sistema sometido a altas temperaturas:

1. Modelación térmica: este incluye el uso de las propiedades térmicas de los materiales e involucra la simulación de los tres modos de transferencia de calor que se involucran en las pruebas de sistemas estructurales de muro que son: conducción, convección y radiación.
2. Modelación estructural: el modelo a utilizar se llama Plasticidad del Concreto Dañado (PCD) que tiene la capacidad de simular el comportamiento del concreto en etapas elásticas y plásticas considerando conceptos de daño por la aplicación de cargas mecánicas.

En los procesos de simulación se exponen dos etapas: no acoplada y acoplada. La etapa no acoplada plantea un análisis térmico separado de un análisis estructural, de manera que uno es independiente del otro; en el proceso no acoplado cada modelo es alimentado con las propiedades correspondientes a un estado transitorio de temperatura para el térmico y un estado estable donde el total del espécimen tiene una temperatura fija para la etapa estructural. En el proceso acoplado, se tiene un seguimiento en el comportamiento térmico donde los resultados del estado transitorio del análisis térmico con sus consecuentes resultados alimentan una prueba analítica estructural con un estado inicial de esfuerzos, deformaciones y temperatura, el cual además se alimenta con las propiedades mecánicas que se necesitan adicionalmente.

Al terminal el proceso de análisis por cada etapa de simulación, se extraen los resultados pertinentes al punto de interés los cuales integran un modelo simulador de resistencia al fuego, después de lo cual, son comparados con los resultados experimentales de origen de los datos de entrada en las simulaciones. De esta manera y al observar una adecuada correlación entre resultados experimentales y analíticos a través de una calibración de los modelos, se pudo obtener la certeza de que el modelo implementado cumpla con los objetivos de esta investigación.

## **1.5 ESQUEMA DEL INFORME**

Este reporte de investigación tiene cinco capítulos principales los cuales se describen a continuación:

1. **Introducción:** perfila la investigación, presenta los objetivos y justifica los trabajos realizados; además, muestra las delimitaciones y alcances.
2. **Revisión de la literatura:** presenta una revisión de la respuesta de muros a la presencia de altas temperaturas, de igual manera compendia la información sobre los modelos MEF que se aplican en esta investigación.
3. **Metodología:** Describe la metodología básica utilizada para la recopilación de los datos que se usan para dar respuesta a la hipótesis. Plantea el proceso



analítico que se implementa, los lineamientos y las implementaciones de los modelos analíticos hasta el término de los pre-procesos.

4. Análisis de resultados: se presentan los patrones de resultados obtenidos en el pos-proceso de los modelos, se discuten los resultados y se analizan las correlaciones con los estudios experimentales de origen.
5. Conclusiones e implicaciones: muestra las contribuciones de la investigación que son distintas al cuerpo de conocimiento, presentando en forma clara la aportación y la connotación en el campo de estos resultados. Se adicionan además las limitantes y recomendaciones para investigaciones futuras.

## 1.6 DEFINICIONES

Las definiciones adoptadas en esta investigación no son a menudo uniformes, así que los términos principales y polémicos se definen para establecer las posiciones asumidas en este reporte.

*Aislamiento*: la habilidad de un espécimen de prueba de un elemento separador de una edificación que al ser expuesto a fuego en una sola cara, restringen el aumento de temperatura en la cara no expuesta por debajo de niveles especificados.

*Cara expuesta*: el lado de la construcción de prueba que es expuestos a las condiciones de un fuego.

*Carga de fuego*: suma de las energías térmicas las cuales son liberadas por combustión de todos los materiales combustibles en un espacio.

*Capacidad de carga*: la habilidad de un espécimen de prueba de un elemento de carga de soportar su carga de prueba de manera apropiada sin exceder los criterios específicos de la relación de esfuerzos y deformaciones.

*Compartimento*: espacio confinado por elementos verticales y horizontales que limitan el suministro de aire, combustible y ambiente de un fuego.

*Conducción:* modo de transferencia de calor que utiliza sólidos como vehículo.

*Convección:* modo de transferencia de calor que se lleva a cabo entre partículas de fluidos que pueden ser gases o líquidos.

*Efectos térmicos:* se relaciona con aquellos efectos que se presentan en los materiales a consecuencia de estar sometido a altas temperatura.

*Elemento de carga:* un elemento que tiene la intención de usarse en el soporte de cargas externas en una edificación manteniendo este soporte en un evento de fuego.

*Elemento separador:* un elemento que tiene la intención de ser usado para mantener la separación de dos áreas adyacentes de un edificio.

*Emisividad:* la relación entre el calor irradiado absorbido por una superficie dada y aquella de un cuerpo con superficie negra. Igual a la absorptividad de una superficie.

*Espécimen de prueba:* en esta investigación se refiere como el elemento estructural sujeto a una prueba de fuego.

*Fuego:* indistintamente se define como sinónimo de incendio o exposición a altas temperaturas.

*Inercia térmica.* Propiedad que indica la cantidad de calor que puede conservar un cuerpo y la velocidad con que lo cede o absorbe.

*Integridad:* la habilidad de un espécimen de prueba de un elemento separador de cuando es sometido a un fuego en una sola cara, de prevenir el paso a través del mismo de flamas y gases calientes y prevenir la ocurrencia de flamas.

*Mecánico:* todo lo referente a implementaciones, propiedades de materiales, acciones y efectos de fuerzas estáticas o dinámicas sobre las fronteras de los elementos estructurales.

*Método del Elemento Finito:* en el contexto de mecánica de sólidos y de la ingeniería estructural es un método analítico que permite determinar los esfuerzos y deformaciones que se producen en los cuerpos sólidos y en los elementos estructurales por medio del uso de métodos numéricos.

*Modelo experimental:* aquel que es resultado de la implementación de un método experimental de campo o de laboratorio del cual se tienen comportamientos físicos de los elementos estructurales.

*Modelo analítico:* es aquel que se realiza por la implementación de métodos numéricos para la resolución de problemas de ingeniería, este puede desarrollarse en diferentes ámbitos de estudio, para el caso de estudio puede ser térmicos o mecánicos.

*Modelo geométrico:* es aquel que simula de manera virtual únicamente los aspectos geométricos de los elementos del espécimen.

*Muro de carga:* un muro diseñado para soportar una carga aplicada.

*Muro separador:* un muro que dentro de una edificación para prevenir la transferencia de fuego de un lado al otro.

*Radiación:* Modo de transferencia de calor por emisión de ondas electromagnéticas de materia con temperatura finita.

*Resistencia al fuego:* Habilidad de una estructura, una parte de la estructura o un miembro que cumplir con su función requerida para un nivel específico de carga, para una específica exposición al tiempo por un periodo de tiempo especificado.

*Transferencia de calor:* energía de tránsito debido a una diferencia de temperaturas, se refiere a los diferentes procesos de transferencia como modos.

*Térmico:* todo lo referente a implementaciones, propiedades de materiales, acciones y efectos a consecuencia de cambios de temperatura.

## **1.7 DELIMITACIONES DE LOS ALCANCES Y ASUNCIONES IMPORTANTES**

En este apartado se delimita la implementación de un modelo analítico que simula el comportamiento estructural y térmico de muros de mampostería sometidos a la acción de altas temperaturas, por medio del MEF aplicando modelos de comportamiento del material que introduzcan tanto propiedades térmicas como mecánicas.

Se delimita la entrada de datos de inicio a las obtenidas en investigaciones previas, esto debido a la limitación de medios para realizar un programa experimental para esta investigación. Los programas experimentales de control que se están utilizando se desarrollaron en el extranjero esto debido a la limitante de investigaciones de este tipo a nivel nacional.

Las comparativas entre los resultados de los modelos experimentales y analíticos tienen como fin poder validar el modelo analítico que se implementa en esta investigación. En este reporte no se hace una comparativa con modelos experimentales del sistema implementado en edificaciones, sino con resultados obtenidos de pruebas estándares a elementos de muro y se asumen la concordancia de las condiciones de estas pruebas.

## **1.8 CONCLUSIONES**

Este capítulo estableció las bases para el reporte de tesis. Introdujo el problema de investigación e hipótesis. Después se justificó, se esquematizó el reporte y se fijaron las limitaciones. Con estas bases, el reporte puede proceder con una detallada descripción de la investigación en los siguientes capítulos.

## **CAPÍTULO 2**

---

### **REVISIÓN DE LITERATURA**

#### **2.1 INTRODUCCIÓN**

La piedra es uno de los materiales de construcción más antiguos de la prehistoria y de pueblos civilizados. Las piedras formaban parte de sus muros de defensa, torres y almenas, viviendas y templos. Los constructores después de desarrollar las herramientas necesarias comenzaron a dar forma y figura a las superficies irregulares. En la eficiencia de su uso en tiempos antiguos, se comenzó la manufactura del ladrillo siendo este el de mayor edad que figura como material de construcción desde que fue inventado hace aproximadamente 10 000 años. Su simplicidad, resistencia y durabilidad llevaron a su amplio uso, así como su posterior evolución [16].

Aún con la aparición de nuevos materiales en los comienzos de los 1920s se comenzó una investigación extensa del desempeño estructural de la mampostería reforzada y fue hasta los 1940 que ingenieros y arquitectos europeos comenzaron estudios más formales del diseño de muros de carga de mampostería [16].

El mercado de las construcciones de mampostería puede ser dividido en dos sectores: vivienda y no-vivienda, este último incluye edificaciones industriales, comerciales y educativas, también se suman la gran variedad de construcciones con propósitos administrativos y recreacionales. En todos los sectores es requerido también en la reparación y mantenimiento de edificaciones existentes [17].

La aplicación de la mampostería es limitada por su baja resistencia a la tensión, especialmente en situaciones donde es requerida la resistencia a fuerzas laterales. Esta limitación es superada por el uso de mampostería reforzada en zonas sísmicas o muros que son sometidos a fuertes vientos [18].

La mampostería en su variedad de materiales se clasifican principalmente en unidades de arcillas cocidas, concretos y otros materiales (vidrio, piedra, piedra). Pudiendo ser estas unidades huecas o sólidas. Los morteros mantienen las unidades de mampostería unidas al mismo tiempo que las mantiene separadas para compensar sus tolerancias dimensionales; su conformación en su mayoría es de materiales cementantes mezclados en proporción con otros materiales como diferentes tipos de arenas y adicionales; los cuales se clasifican en cuanto a su resistencia [19].

El muro de mampostería tiene distintas ventajas [20] siendo la primera que como elemento individual puede funciones como estructurales, de protección al fuego, de aislamiento térmico y de sonido, ya sea como elemento de protección o en uso de divisor de espacios. Si bien, la mampostería contemporánea es muy diferente de la construcción en siglos anteriores. Su capacidad estructural sigue siendo explorada en continuas investigaciones proveyendo un mejor entendimiento de su comportamiento [16]. Las edificaciones con este sistema son más esbeltas, ligeras y eficientes estructuralmente que en el pasado, además, en conjunción con los actuales requisitos de códigos tienen un buen desempeño, incluso ante significantes actividades sísmicas o exposiciones extremas a altas temperaturas.

La investigación de las estructuras de mampostería es compleja; siendo compuesta por bloques y juntas, además se caracteriza por tener una gran variedad de combinaciones de los diferentes materiales componentes, geometrías y texturas, implicando una gran variedad de parámetros. Por lo tanto, la composición natural del material trae consigo complejidad en el modelado tanto del punto de vista teórico como experimental [21].

En cuanto a la exposición al fuego, los materiales de la mampostería son inherentemente resistentes a las altas temperaturas y el factor crítico, con respecto a esto, recae en los detalles del diseño de la construcción enfocados a prevenir el paso del fuego

a través de defectos dentro o que rodeen al muro [21, 22]. Sin embargo, aun cuando los materiales de mampostería no aportan combustible y proveen protección, esta última es limitada por tiempos máximos de exposición [17].

El caso de la mampostería sujeta a la exposición de altas temperaturas es un evento excepcional que por lo general es delimitado como accidente, sin embargo, eso no demerita la importancia del desarrollo de investigaciones pertinentes al tema, donde en el campo general de estudio de estructuras en fuego ha sido repetidamente destacado en tiempos recientes; además, se han concluido que los códigos o estándares no proveen ningún criterio sustantivo para el análisis y diseño estructural de fuego [23].

Las regulaciones de los organismos internacionales buscan a través de sus prescripciones la seguridad de los ocupantes, la de los elementos de control, la integridad de la estructura y la reducción del daño. Las construcciones deben (1) limitar el esparcimiento del fuego dentro de un edificio; (2) prevenir el esparcimiento a edificaciones adyacentes; (3) mantener la integridad de las rutas de evacuación y (4) permitir el ataque del fuego por los servicios [16].

Las investigaciones del efecto del fuego en las estructuras de mampostería han tenido escalas estructurales y del material [9, 21, 24-26], este asunto generalmente implica las siguientes indagatorias principales: (1) resistencia al fuego de los miembros de la mampostería y su montaje, (2) evaluaciones del comportamiento mecánico de estructuras bajo condiciones de fuego y (3) las propiedades de los materiales sujetos a la exposición de fuego. Antiguas investigaciones prestaban principal atención en la mampostería tradicional de ladrillos de arcilla y morteros por la importancia histórica de edificios antiguos, los cuales son especialmente vulnerables a incendios cuya arquitectura y estética tienen conflictos con los elementos de protección que se le puedan incorporar [27].

Eventos reales a menudo demuestran que las estructuras de mampostería pueden soportar de manera satisfactoria la acción del fuego y las altas temperaturas, existiendo un gran grupo de ello en Italia donde en los casos más críticos las fallas fueron inducidas por otros elementos de soporte, aunque sí mostraron degradación de los materiales [27].

Un caso local y que fue causa de estudio se originó en un almacén de aceites en la localidad de Escobedo, Nuevo León en 2015 donde decenas de viviendas tuvieron afectaciones, reportándose daños estructurales en algunos de ellos y observándose fenómenos de la degradación de los materiales a consecuencia de las altas temperaturas especialmente en el sector de vivienda en donde se observaron efectos del fuego en los muros de mampostería en la degradación de los materiales [28].

Así como los casos de estudio reales, las pruebas de resistencia al fuego pueden demostrar el buen desempeño de los muros de mampostería en términos de valores cuantificables, estos programas experimentales contribuyen a definir y actualizar los métodos tabulares para el diseño estructural de fuego contenido en los códigos y recomendaciones [29]; estos estudios bien conducidos proveen una buena base para el diseño basado en métodos prescriptivos, sin embargo, desde la perspectiva actual los protocolos de pruebas de fuego no pueden ser considerados como predictivos del desempeño de los miembros o ensamblajes en fuegos reales [21].

La información obtenida hasta este momento da pie a que se puedan desarrollar métodos analíticos con la implementación de modelos matemáticos, tal como lo es el Método del Elemento Finito (MEF), en el cual a través de diversos modelos mecánicos y térmicos que han sido desarrollados se pueden desarrollar modelos virtuales que se acerquen a desarrollar un método más sistematizado con el fin de poder desarrollar una variedad de configuraciones tal como existen en ambientes reales.

La información que se presenta este capítulo sirve como base para el desarrollo de la fase experimental al orientar en cuanto que propiedades del material son de importancia para desarrollar un modelo analítico que reúna las características necesarios para simular las condiciones experimentales así como la respuesta en el comportamiento de los muros de mampostería.

Se escriben la información referente a los escenarios de fuego; la aplicación de la Ingeniería Estructural de Fuego; las propiedades mecánicas principales, así como el efecto del fuego que se ha observado en investigaciones previas; finalizando con una explicación



teórica de los modelos de comportamiento analítico térmico y estructural que son empleados como herramienta para el modelado por el MEF.

## **2.2 INGENIERÍA ESTRUCTURAL DE FUEGO (IEF)**

La Ingeniería Estructural de Fuego (IEF) no es completamente entendida por aquellos ajenos a esta disciplina. Muchas personas confunden la IEF con la Ingeniería de Protección Fuego (IPF) y la Ingeniería de Seguridad contra Fuego (ISF).

La ISF puede definirse como la aplicación de principios ingenieriles y científicos a los efectos del fuego para reducir la pérdida de vidas y daños a las propiedades por medio de la cuantificación de los riesgos y peligrosidad ofreciendo una solución óptima a la aplicación de medidas preventivas o protectoras [9]. Además de acuerdo al Instituto de Ingenieros de Fuego (IFE) en Reino Unido agrega la aplicación de códigos y juicio experto.

La IPF hace interface con todas las disciplinas imperantes en un proyecto de edificación, algunas de ellas son: arquitectura, ingeniería estructural, ingeniería mecánica, ingeniería química e ingeniería eléctrica [30]. De acuerdo a la Sociedad de Ingenieros de Protección de Fuego (SFPE), las estrategias de la IPF incluyen análisis de la peligrosidad; mitigación del daño por un apropiado diseño, construcción, arreglos y uso de la edificación, materiales, estructuras, procesos industriales y sistemas de transportación; diseña, instala y mantiene la detección, supresión y comunicación de sistemas contra el fuego; y realiza análisis e investigaciones posteriores al evento destructivo.

La IEF se inserta dentro del campo multi-disciplinario de la IPF, donde le concierne la resistencia, espesores y valoración de la resistencia al fuego de los materiales de construcción de las construcciones; la localización y protección de las aberturas en muros o barreras de fuego, y la habilidad de una estructura de sostener el peso de los elementos de combate al fuego [30]. Además, involucra un amplio rango de niveles de conocimiento; un análisis y diseño genérico de la IEF utiliza la modelación del fuego, un análisis térmico y un análisis estructural [2].

La teoría y los procedimientos de un análisis estructural en condiciones de altas temperaturas es mucho más complejo comparado con aquellos análisis y diseños a temperaturas ambientales, de manera que, enfoques simplificados vienen a ser una importante opción para los ingenieros estructurales.

Por conveniencia, los procedimientos de análisis y diseño de la IEF pueden ser divididos en tres niveles de complejidad [2, 4, 31]:

1. El más simple es el que es dado de manera convencional en los códigos o reglamentos de construcción, los cuales especifican la resistencia al fuego requerida y la clasificación de la construcción basado en los resultados de las pruebas estándar de fuego. Este nivel requiere poco o ningún conocimiento de la ingeniería estructural o del fuego, ya que los diseñadores solo especifican características que satisfagan las prescripciones.
2. Este involucra cálculos de la resistencia estructural al fuego basado en conocimientos empíricos o teóricos. Básicamente, las propiedades mecánicas de los materiales estructurales a elevadas temperaturas son incorporadas dentro de una teoría estructural tradicional para desarrollar un procedimiento racional analítico para predecir el comportamiento estructural bajo condiciones de fuego. Este procedimiento provee a los diseñadores de mayor flexibilidad con un enfoque al diseño por desempeño.
3. Este nivel implica la evaluación de los tres aspectos básico que comprende el probable comportamiento del fuego, la transferencia de calor a la estructura y la respuesta estructural. La complejidad de este procedimiento depende de las suposiciones y de los métodos analíticos que se adoptan para predecir cada uno de los tres aspectos de diseño. Este procedimiento requiere ingenieros estructurales experimentados con acceso a paquetes computacionales profesionales.

En el último nivel hay un gran número de opciones disponibles para calcular la severidad del fuego y la respuesta térmica y estructural como se muestra en el diagrama

de la Figura 1; los ingenieros pueden hacer uso de cada método pero dependerá del costo del diseño por el incremento de la complejidad; sin embargo, el utilizar métodos más avanzados traen el beneficio de una mayor reducción de la incertidumbre en la respuesta de las construcciones durante eventos de fuego y típicamente resulta beneficioso en lo económico.

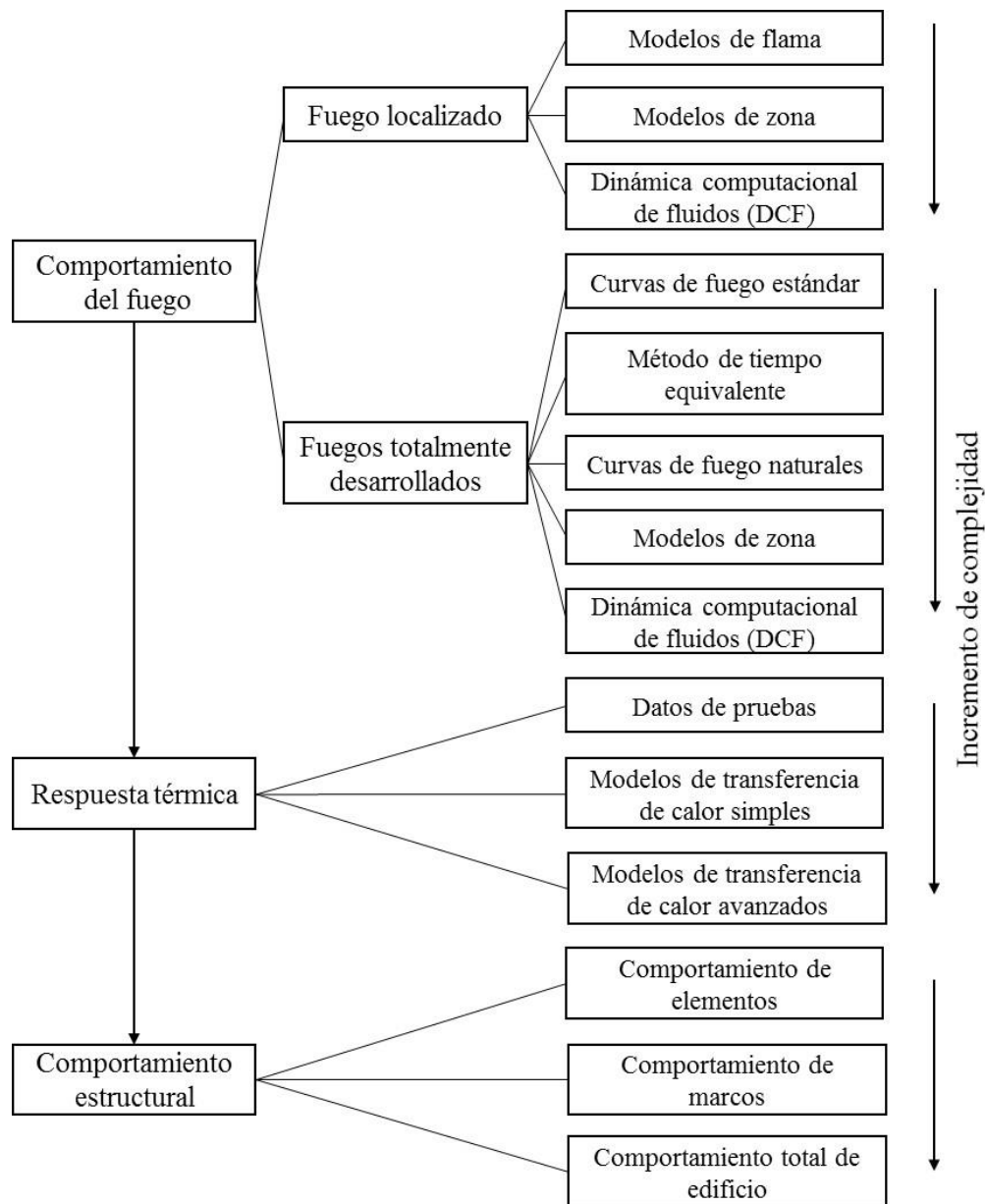


Figura 1. Planteamientos disponibles para los tres componentes del diseño de la IEF [31].

El planteamiento de los componentes de diseño no debe confundirse con el diseño estructural de fuego basado en desempeño (DEFBD), que se encuentra actualmente en etapa de desarrollo (ver Figura 2). La estructura general del proceso incluye componentes tanto de diseño como de análisis. El inicio de este método de diseño es tomar de los requerimientos y solicitudes constructivas e insertarlas en configuraciones arquitectónicas y estructurales, proponiendo los elementos pasivos de protección contra el fuego. El componente del diseño basado por desempeño se fundamenta en la definición del fuego de diseño, la respuesta térmica-estructural de la estructura y la respuesta estructural del sistema [8]; al obtener resultados del análisis térmico y estructural, se hacen evaluaciones en cuanto a los requerimientos de la respuesta propuesta para la edificación, si esta no satisface lo solicitado, se procede a un rediseño; continuando el proceso iterativo hasta documentar el desempeño requerido.

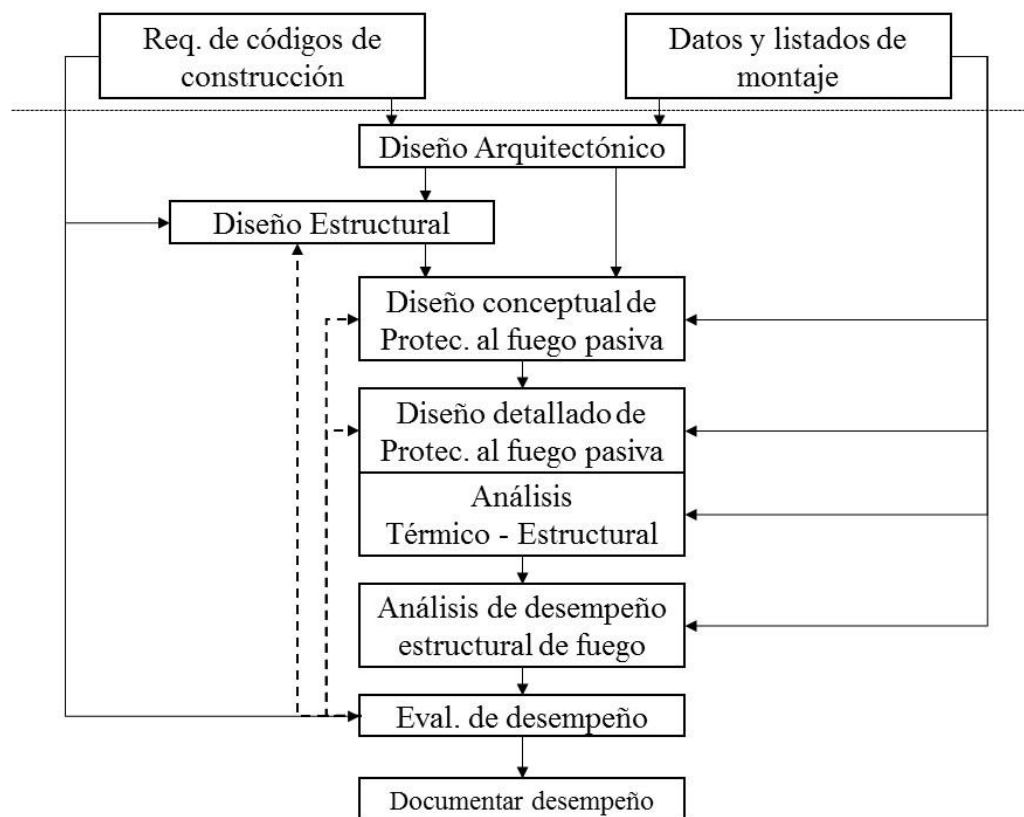


Figura 2. Proceso de diseño de Ingeniería estructural de fuego basada en desempeño (IEFBD) [8].

La IEF necesita de una base de datos que cuidadosamente son obtenidas a través de la experimentación, resultados de importancia para la selección del comportamiento

del fuego en un escenario de diseño; seguido de las propiedades térmicas más relevantes para el modelado de la respuesta térmica; el comportamiento estructural requiere de las propiedades mecánicas del material las cuales pueden tener una variabilidad grande entre un estado a temperatura normal a un expuesto a altas temperaturas. De manera, que es requisito identificar los parámetros relevantes en los modelos de respuesta térmica y estructural que se seleccionan en el diseño por desempeño.

## 2.3 COMPORTAMIENTO Y MODELOS DE FUEGO

### 2.3.1 El fuego

El fuego es una reacción química entre un combustible y el oxígeno la cual produce calor. El modo en que ocurre la quema depende más del estado físico y la distribución del combustible [32]. Se establece el triángulo del fuego (ver Figura 3) donde la reacción del fuego es catalizado por la presencia de una fuente de calor o chispa, es importante recalcar que los tres elementos deben estar presentes simultáneamente. El producto de la reacción son flamas que transporta el calor por medio de la radiación; y el conjunto de humo y gases calientes transportan temperatura por medio de la convección, ambos productos difieren en impacto y velocidad [13].

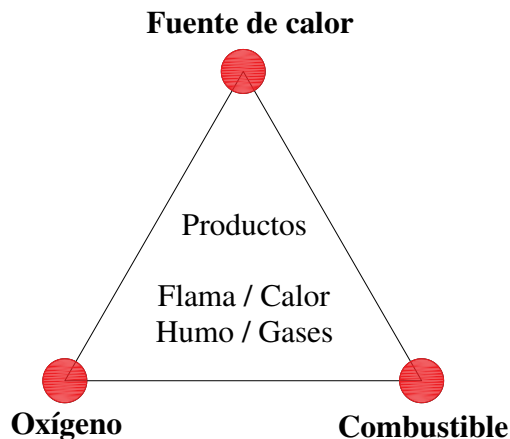


Figura 3. Triángulo de fuego [13, 33].

### 2.3.2 Compartimentación

Las edificaciones en su gran mayoría requieren una organización de los espacios interiores, de manera, que la compartimentación de las plantas arquitectónicas presenta delimitaciones; las cuales, pueden servir como elementos de seguridad contra fuegos al contener el esparcimiento de un incendio generado en sus interiores.

La principal función de un compartimento es contener el traspaso del fuego tanto horizontalmente, como verticalmente y como objetivos primarios son el prevenir el rápido esparcimientos del fuego y de los productos de combustión [34]. Estos elementos del compartimiento sirven como la barrera de manera que estas fronteras del compartimento se definen como cualquier superficie que retarde o prevenga el movimiento de flamas y humo a un espacio adyacente [13], protegiendo tanto los contenidos de los compartimentos aledaños como los ocupantes; en su efectividad cumpliendo con este propósito se mide el desempeño del elemento. En la Figura 5 se observan los componentes del fuego y sus productos, así como los elementos frontera de un compartimento; de acuerdo a la dinámica de fluidos, los gases calientes al ser ligeros tienden a genera un fenómeno de zonas donde un perfil de temperatura se verifica en la sección vertical; no así la emisión de calor directo de la flama que se emite en todas direcciones desde la fuente.

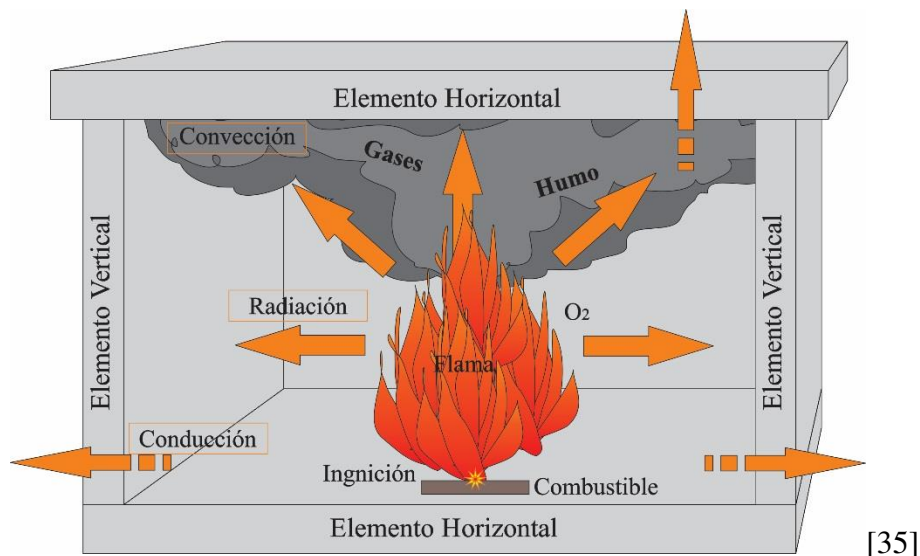


Figura 4. Esquemático de compartimento, componentes y productos del fuego [36].

Ahora bien, los requisitos que son estipulados para las fronteras del compartimento se enlistan de la siguiente manera [32]:

- Que las superficies con resistencia al fuego.
- Juntas selladas entre elementos contra el paso de flamas o humo.
- Aberturas menores en elemento sellados adecuadamente contra el fuego.
- Los ductos que penetran los elementos tendrán amortiguadores y resistencia al fuego.
- Las aberturas mayores de acceso o ventilación deben ser protegidas con auto seguros en caso de sucesos de fuego.

Al cumplir con los requisitos se cumple las funciones de protección contra esparcimiento y de seguridad de los ocupantes que por situaciones deben permanecer dentro de la edificación.

El fuego compartamental ocurre entonces en un espacio confinado donde los modos de transferencia de calor son presentes desde la fuente y gases hacia los elementos horizontales y verticales los cuales debido a su inercia térmica también emitirán de vuelta mucho del calor producido de nuevo hacia el compartimento [32].

En elementos verticales de las fronteras del compartimento, tales como los muros de mampostería, estos son expuestos al calor en una sola cara del elemento; lo cual ocasiona grandes gradientes térmicos en la sección transversal del muro debido a la baja conductividad térmica de los materiales [37]. Esto conlleva a una variedad de efectos que repercuten en el comportamiento del elemento.

El fuego que ocurre dentro de un compartimento es afectado por muchos factores e inclusive existe una gran diversidad de modelos que van de simplificaciones como temperaturas homogéneas en el compartimento, a modelo dinámicos cuya evolución de temperatura es dependiente del tiempo y espacio del compartimento [38]. Estos modelos son el resultado de estudiar el fuego compartamental en su estado natural en estudios experimentales que toman en cuenta la variedad de parámetros involucrados [26, 39, 40].

Diferentes autores [9, 13, 14, 32, 33] concuerdan en que un fuego compartamental está compuesto por tres etapas principales (ver Figura 5):

1. Etapa de desarrollo: se da la aparición de la primera flama sobre la superficie del combustible (ignición), este fuego comienza a ser sostenido a través de la propagación a través de los combustibles del compartimento. El constante crecimiento en la propagación hace la demarcación entre un análisis de prevención y el diseño de fuego del edificio. La delimitación de la etapa viene siendo presentada por la combustión súbita, la cual se da alrededor de los 500-600°C, en este suceso todos los combustibles disponibles en el compartimento comienzan a quemarse; esta parte se caracteriza por un acelerado incremento de la temperatura. De esto, también este estado de tiempo es también conocido como la pre-combustión súbita. En esta etapa se estudia la reacción al fuego que aplica a todos los materiales de construcción. Mide todas las propiedades de los materiales en relación con el nacimiento y desarrollo del fuego.
2. Etapa de fuego totalmente desarrollado: comienza la etapa post-combustión súbita, el combustible está siendo consumido y es controlado principalmente por la ventilación del compartimento; donde debido a esta dependencia, el comportamiento del fuego puede variar aún con una misma carga de fuego. Culmina con la aparición de la temperatura máxima del fuego. Esta etapa corresponde al estudio de la resistencia al fuego aplicada a los elementos estructurales, en la que es medida su habilidad para desempeñar su función pese a la acción de altas temperaturas. Las temperaturas en el compartimento pueden superiores a los 1000°C y sus máximos dependerán principalmente del tipo de combustibles presente que pueden ser celuloideos o derivados hidrocarburos.
3. Etapa de declinación: al llegar a la temperatura máxima donde se involucra la carga de fuego total del compartimento entonces la temperatura comienza a decaer conforme se presenta el decremento de la tasa de combustible. Debido a la inercia térmica, la temperatura en la estructura continuará creciendo por un periodo corto que se manifiesta como un retraso antes de que la estructura comience a enfriarse.



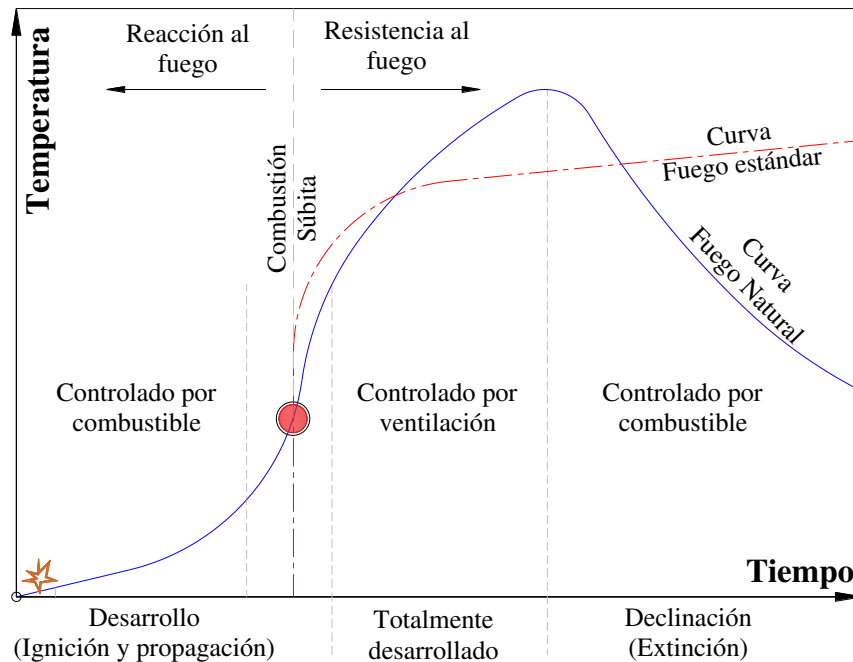


Figura 5. Etapas de desarrollo de un fuego en función de tiempo [9].

### 2.3.3 Modelos de fuego y curvas estándar

La manera más sencilla de representar un fuego compartamental con fines de desarrollar análisis detallados de elemento sometidos altas temperaturas es a través del uso de curvas estándar que en cierta manera contengan el compartimento de un fuego natural. Estos fuegos de diseño o de prueba se caracterizan por la variación de calor en un historial de tiempo y este confina inicialmente un elemento singular o un grupo de objetos [32].

Los modelos en los que se basan estos fuegos de diseño o escenarios de fuego son variados y distan uno de otros en complejidad. Los modelos de fuego naturales son basados en fuegos reales de los cuales investigaron parámetros de locación, ventilación y aberturas y su efecto, estos ofrecen un enfoque más realistas para ser utilizados en pruebas estándar o para el diseño. Los modelos de fuegos totalmente desarrollados son aquellos que se enfocan en la etapa post-combustión súbita, estos no toman en cuenta las diferentes exposiciones térmicas resultantes de las diferencias geométricas, densidades de cargas de fuego y los materiales de las fronteras del compartimento y sugieren una idealizaciones de las condiciones y niveles de carga [14].

Los modelos de fuegos naturales descritos en la norma Eurocódigo 1 [38] son: fuego simplificado, basado en parámetros físicos específicos pero limitado en su campo de aplicación; el fuego localizado establece que el fuego no se desarrolla totalmente y trabaja en la etapa pre-combustión interna; el fuego compartamental se basa principalmente en la carga de fuego y las condiciones de ventilación como parámetros mínimos; y existe la variante de modelos más avanzados que toman en cuenta las propiedades de los gases, intercambio de masas y energías

Los modelos avanzados que se han descrito como importantes son los de zona simple, el cual asume una temperatura uniforme en el compartimento dependiente del tiempo; el modelo de doble zona, que asume contempla una capa superior con espesor y temperatura uniforme y una capa inferior más fría; por último, el modelo de dinámica de fluido computaciones es el más complejo de estos modelos de fuego natural, este observa la evaluación en temperatura en el compartimento y es totalmente dependiente del tiempo y el espacio [4, 31].

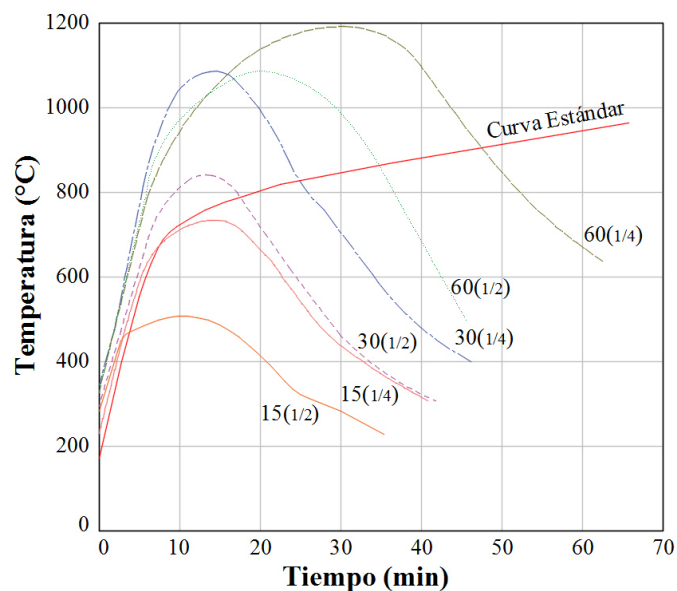


Figura 6. Comparativa de curva estándar con temperaturas medidas durante fuegos compartamentales [14].

Ahora bien, los modelos estandarizados se enfocan mayormente a lo que ocurre en la etapa post-combustión súbita, de manera que tipifican las temperaturas; estas curvas en cierta manera guardan poca correlación con las curvas reales y no muestran la etapa de

decaimiento. En la Figura 6 se muestra una comparativa entre la curva estándar ISO 834 [6] con curvas obtenidas vía experimentación; el compartimento es de la misma dimensión y solo se contemplaron variaciones en la densidad de carga de fuego y el porcentaje de ventilación de un muro (15(1/2) Significa que la carga de fuego es 15 kg/m<sup>2</sup> y ventilación del 50% del muro). La variación entre los fuegos naturales es evidente y se acentúa el fin de idealización de la curva estándar.

Aun cuando las curvas estándar no reflejan las características de los fuegos naturales estos son de amplia aplicación en las pruebas estándar de fuego por su simplicidad. Existe diversas curvas de amplio uso, de las más ampliamente usadas es la ISO 834[6] la cual ha servido de base para códigos internacionales como lo es el Eurocódigo. La idea de estandarizar curvas estándar dio inicio en 1903 en el Congreso Internacional de Prevención de Fuego en Londres donde se comenzó la conformación de un código inglés, el BS476, que incorporó una primera aproximación. En 1917 la ASTM ilustró una curva estándar en la norma ASTM-C19 que más tarde cambiaría a la actualmente utilizada la ASTM-E119[41, 42].

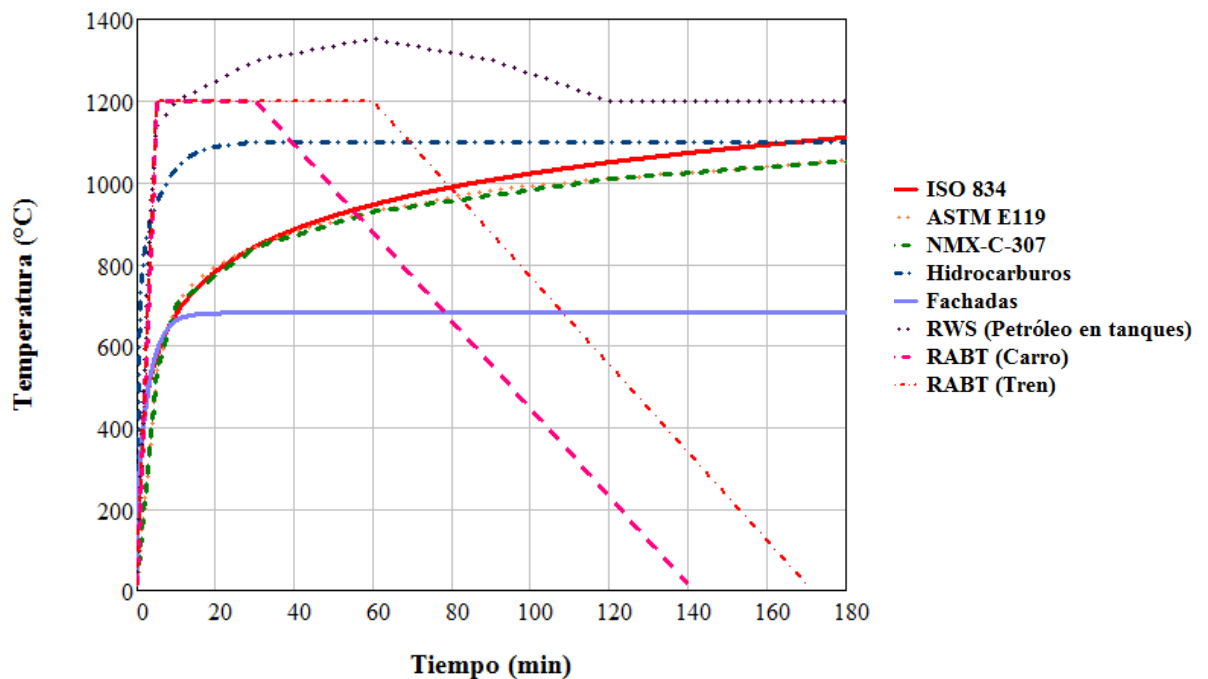


Figura 7. Comparativa de curvas estándar para pruebas de resistencia al fuego.

En la Figura 7 se observan diversas curvas estándar todas tienen una base en el tipo de fuego natural que pretenden envolver, como lo son fuegos debido a la combustión de diferentes materiales, así como la condición de exposición que generan sobre los elementos.

- ISO 834 [6]. Describe la fase de combustión súbita y un fuego totalmente desarrollado sin decaimiento. Se basa en el comportamiento de un fuego producto de la combustión de celuloideos. Originalmente su intención era para aplicaciones de edificaciones y se basaba en la tasa de quema de materiales usado en construcciones en general, pero también es utilizada en túneles. Aceptado para pruebas estándar en norma europea. La ecuación que describe su comportamiento es:

$$T(t) = 20 + 345 \log_{10}(8t + 1) \quad \text{Ec. 1}$$

- ASTM E119 [41]. Semejante a la curva ISO 834 con ligeras diferencias, estudios han concluido que para etapas tempranas esta curva afecta más severamente, sin embargo, para tiempos prolongados las diferencias son despreciables. Se basa en combustión de material celuloide.
- Curva de hidrocarburos [43]. Desarrollado para fuegos pequeños de hidrocarburos y químicos incluyendo aquellos en altamar y de industrias petroquímicas, también utilizada para túneles. Su ecuación es:

$$T(t) = 20 + 1080(1 - 0.325e^{-0.167t} - 0.675e^{-2.5t}) \quad \text{Ec. 2}$$

- Curva de fachadas [43]. Esta curva considera que la curva descrita en la  $T(t) = 20 + 345 \log_{10}(8t + 1)$  Ec. 1 es demasiado severa para elementos portantes de fachadas externas por lo que se propuso una curva con temperaturas máximas menores. Su ecuación es:

$$T(t) = 20 + 660(1 - 0.687e^{-0.32t} - 0.313e^{-3.8t}) \quad \text{Ec. 3}$$

- Curva RWS [44]. Fue desarrollada en Noruega. Esta curva se basa en asumir el pro escenario de un fuego de los combustibles de un tanque petrolero con duración de 120 minutos.
- Curvas RABT ZTV [44]. Desarrollada en alemana como resultado de programas experimentales. Tiene un acelerado incremento de temperatura hasta 1200°C en cinco minutos, varía su tiempo de duración dependiendo si es un carro incendiado o un tren, siendo mayor para este último; pasa por un tiempo de enfriamiento de 110 minutos.
- Curva NMX-C-307 [45]. La curva que adopta la norma nacional mexicana está en concordancia gráficamente con la curva de la ASTM y los procedimientos de prueba se basan en la ISO 834.

Las curvas estándar son utilizadas de acuerdo a su aplicación y de acuerdo a la normativa que rija la prueba estándar seleccionada.

## **2.4 PRUEBA ESTÁNDAR DE FUEGO**

El objetivo principal de determinar la resistencia al fuego, es el de evaluar el comportamiento de un espécimen de un elemento de la construcción de edificaciones cuando son sujetas a condiciones definidas de calentamiento y presión. El método provee una cuantificación de la habilidad de un elemento de soportar la exposición de altas temperaturas por el criterio de capacidad de carga, contención del fuego y transmisión térmica, entre otras que pueden ser evaluadas [46].

Las pruebas varían de acuerdo al tipo de elementos estructural a estudiar. A continuación se describirá el procedimiento de interés para pruebas estándar de fuego para muros de carga de acuerdo a la norma EN1365 [47] la cual tiene concordancia con el estándar internacional ISO 834 [6].

### **2.4.1 Equipo de prueba**

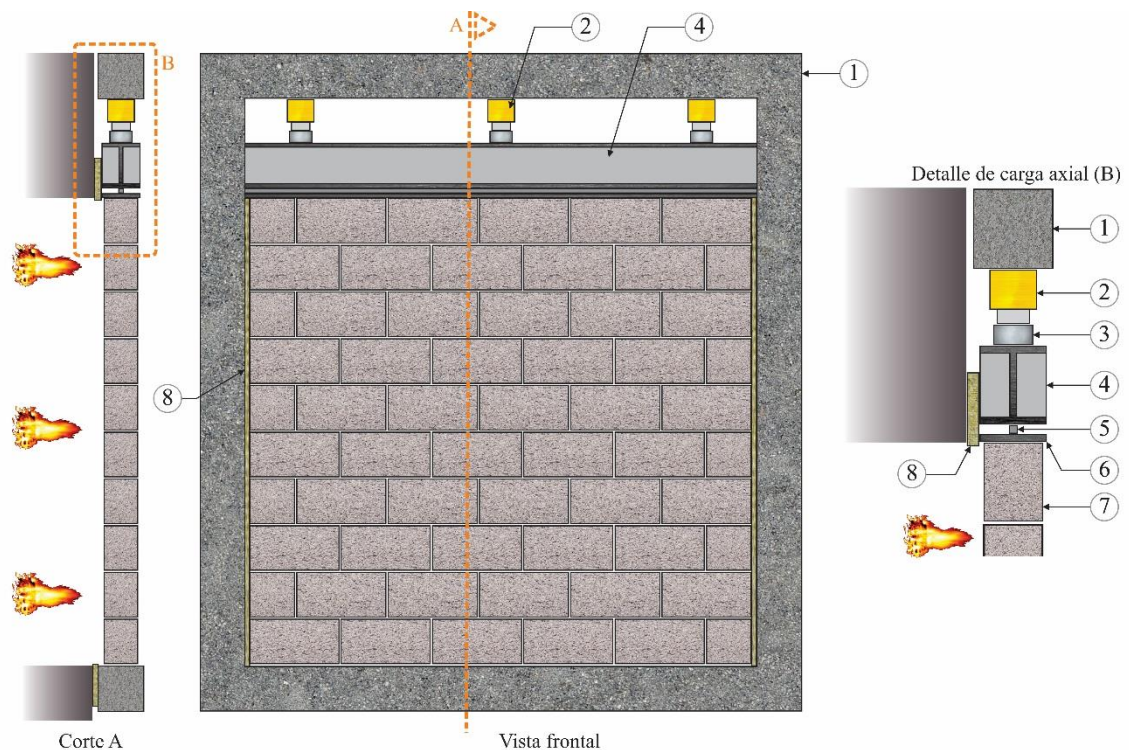
El equipo que se necesita para hacer una prueba estándar de fuego a muros de carga se enumera a continuación:

### 2.4.1.1 Marco de prueba

Este marco es diseñado de tal manera que el espécimen de prueba pueda ser colocado adecuadamente y que resista los esfuerzos de carga que son impuestos en el muro. Este marco puede ser construido con diversos materiales y su diseño se basa en la reducción de deformaciones debido a cargas aplicadas en los especímenes de prueba.

### 2.4.1.2 Equipo de carga

La carga sobre el muro es aplicada por medio de gatos hidráulicos que pueden ser colocados, ya sea en la parte superior o inferior. En la Figura 8 se observa un ejemplo de sistema de carga con los actuadores en la parte superior. La carga es distribuida por medio de una viga de distribución que uniformemente distribuye las cargas puntuales. Una barra cuadrada sirve como transmisor de fuerza distribuida a una placa de contacto y que al mismo tiempo permite libertad de rotación en el eje del plano del muro.

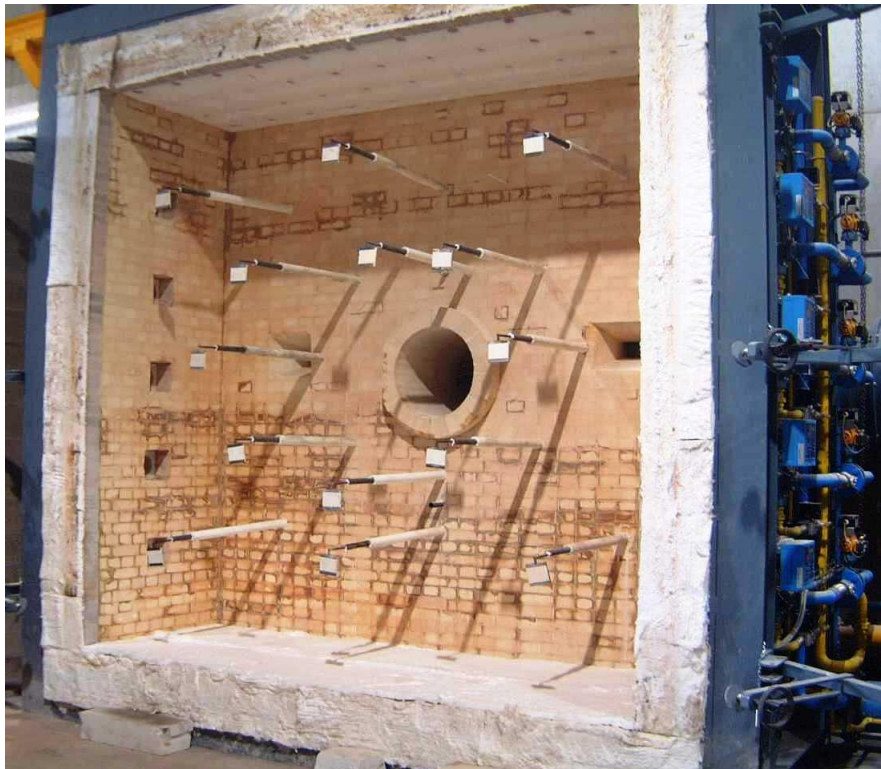


**Detallado:** (1) Marco de prueba, (2) Gato hidráulico, (3) Celda de carga, (4) Viga de distribución, (5) Barra cuadrada, (6) Placa de contacto, (7) Especimen de prueba y (8) Fibra aislante

Figura 8. Ejemplo de sistema de trasferencia de carga con aplicación de carga superior [47].

### 2.4.1.3 Horno

El horno de pruebas es diseñado para emplear ya sea combustibles líquidos o gaseosos y debe ser capaz de calentar el muro de prueba ya sea en una cara o ambas de acuerdo a las condiciones de prueba que se especifiquen. Además debe ser capaz de proveer las condiciones de exposición de un fuego estándar con respecto a la exposición térmica y de presión. En la Figura 9 se observa un horno de prueba para muros con exposición en una sola cara.



*Figura 9. Horno vertical para pruebas de resistencia al fuego de la escuela de ingeniería y ciencias computacionales de la Université de Liège, Bélgica [48].*

### 2.4.1.4 Instrumentación

#### 2.4.1.4.1 Temperatura

Para la medición de temperatura se hace uso de termopares. Dentro del horno estos deben usar termopares de placa colocados por medios de soportes de acero dentro de la placa (véase barras en Figura 9). En la cara no expuesta se colocan termopares a la

superficie del espécimen por medio de termopares de disco con sus respectivos aislantes. Dentro del muro también se colocarán termopares. Por último, termopares ambientales medirán las temperaturas de ambientales del laboratorio en cercanía del espécimen de prueba durante el periodo de la prueba. Todas las configuraciones admiten termopares tipo K que puedan desempeñarse con los requisitos de temperatura de la prueba.

#### 2.4.1.4.2 Presión

La temperatura en el horno es medida por medio de sensores de presión.

#### 2.4.1.4.3 Carga

Las cargas que son impuestas sobre el espécimen de prueba que son aplicadas por medio de sistemas de carga hidráulicos son medidas por medio de celdas de carga u otro equipo que cumpla con semejante función y precisión. También puede monitorearse la presión de los hidráulicos.

#### 2.4.1.4.4 Deflexiones

Las deflexiones son medidas por medio de uso de equipamiento mecánico, óptico o electrónico. Este sistema de medición debe ser capaz de operar con una frecuencia de al menos una lectura por minuto. En este equipo se deben tener cuidado de prevenir afectaciones de lectura debido al calentamiento.

#### 2.4.1.5 Integridad

La revisión de la integridad hace uso de una mota de algodón que es tratada y dimensionada para este uso; después de lo cual se monta en el muro a través de un aditamento de alambres.

En este punto se revisa adicionalmente cualquier abertura que se genere en el muro como resultado de las altas temperaturas a través de galgas de inspección hechas de barras cilíndricas de acero de  $6\pm 0.1$  mm y  $25\pm 0.2$  mm.



## 2.4.2 Espécimen de prueba

### 2.4.2.1 Dimensiones

Si la práctica requiere dimensiones de muros de 3 m o menores, entonces esas dimensiones son utilizadas en las pruebas de escala real. Si cualquiera de las dimensiones excede los 3m, para fines de prueba las dimensiones no deben ser menores a los 3 m.

### 2.4.2.2 Diseño

El espécimen debe ser representativo de la intención de la construcción en la práctica común incluyendo acabados o recubrimientos; o ser diseñado de manera tal que tenga una amplia aplicación.

## 2.4.3 Criterios de desempeño

Los tres criterios de desempeño que aplican en una prueba a muros de carga son:

### 2.4.3.1 Capacidad de carga

El tiempo es medido en el cual el espécimen de prueba continua manteniendo su estabilidad para soportar la carga impuesta. Es determinada por medio de la cantidad y la relación de cambio en la deflexión. Para elementos verticales se realiza una medición a la deflexión vertical en la que incrementos de la altura son expresados positivamente y contrarios negativamente.

La falla para soportar la carga se considera como ocurrente cuando ambos de los siguientes criterios han sido excedidos:

- a) Límite de contracción vertical (elongación negativa),

$$C = \frac{h}{100} \text{ mm} \quad \text{Ec. 4}$$

- b) Límite de relación de contracción vertical (elongación negativa),

$$\frac{dC}{dt} = \frac{3h}{1000} \frac{\text{mm}}{\text{min}} \quad \text{Ec. 5}$$

Dónde:  $h$  es la altura inicial en  $mm$ .

#### 2.4.3.2 Integridad

El tiempo es medido en el cual el espécimen de prueba continúa manteniendo su función de separación, este criterio es excedido cuando se cumpla cualquiera de las siguientes condiciones:

- a) Ignición de la mota de algodón aplicada en la cara no expuesta.
- b) Las galgas de inspección penetran en el espécimen.
- c) Existencia de una flama sostenida.

#### 2.4.3.3 Aislamiento

El tiempo es medido en el cual el espécimen de prueba continua manteniendo su función de separación sin desarrollar cualquiera de los siguientes niveles de temperatura en la cara no expuesta:

- a) El incremento de la temperatura promedio sobre la temperatura inicial sea mayor a 140°C.
- b) El incremento en cualquier punto sea mayor a la temperatura inicial por 180°C.

#### 2.4.3.4 Orden de falla en los criterios de desempeño.

El orden en que los criterios no son satisfechos determina el seguimiento de la prueba y el límite de la resistencia al fuego alcanzada.

Al momento en que la condición de ‘capacidad de carga’ deja de ser satisfecha tanto el criterio de ‘aislamiento’ como de ‘integridad’ se asumen como insatisfechos. Cuando el criterio de ‘aislamiento’ se asume como no satisfecho cuando el criterio de ‘integridad’ es rebasado.

#### 2.4.4 Reporte de prueba

El reporte de la prueba incluyen los datos generales del espécimen en cuanto a manufactura y composición de los materiales, detallándose las condiciones del espécimen y su diseño. Además se reportan los resultados obtenidos en términos de tiempo para cada uno de los criterios y el comportamiento del espécimen a lo largo de la prueba.

## 2.5 MAMPOSTERÍA Y EXPOSICIÓN A FUEGO

El comportamiento de la mampostería ante la acción de altas temperaturas depende de las diversas propiedades físicas y químicas que se presenten en los materiales que lo conforman, tanto de las piezas como los morteros de unión. Las propiedades que influyen han sido estudiadas para observar el nivel de relevancia como parámetros para el análisis del comportamiento tanto térmico como estructural de los elementos de mampostería.

### 2.5.1 Propiedades mecánicas durante exposición a altas temperaturas

Las propiedades mecánicas son afectadas por las altas temperaturas de manera significativa y guardan especial correlación con el tipo de material que se esté utilizando.

#### 2.5.1.1 Módulo elástico

En la Figura 10 se observan las relaciones de  $E/E_0$  para diversos materiales en relación con temperaturas de exposición que han sido investigados previamente. Como primera observación, a altas temperaturas los materiales observan una degradación del módulo elástico.

El mortero tiene la misma tendencia de degradación tal como se ha reportado [49] y que se observa en las piezas de mampostería a base de concretos [29, 50, 51], sin embargo resulta contradictorio en los materiales a base de arcilla como lo son el ladrillo sólido y los bloques de arcilla huecos. Se reporta para los ladrillos sólidos [52] incrementos cercanos a tres veces de la rigidez original hasta los 750°C decayendo rápidamente a valores cercanos al cero en temperaturas cercanas a los 1000°C. En los bloques de arcilla huecos se comporta semejante a los ladrillos sólidos exceptuando en el aumento de rigidez que se acerca en un orden de 1.5 veces a la original.

El contraste en el comportamiento del módulo elástico entre materiales a base de cementantes y los de arcilla puede ser debido a las diferencias físicas en la constitución de los materiales en los procesos de producción, especialmente en las temperaturas de exposición las cuales son mayores en el proceso de horneado de las unidades de arcillas y se ha sugerido que los materiales frágiles incrementan su rigidez bajo el fuego [25].

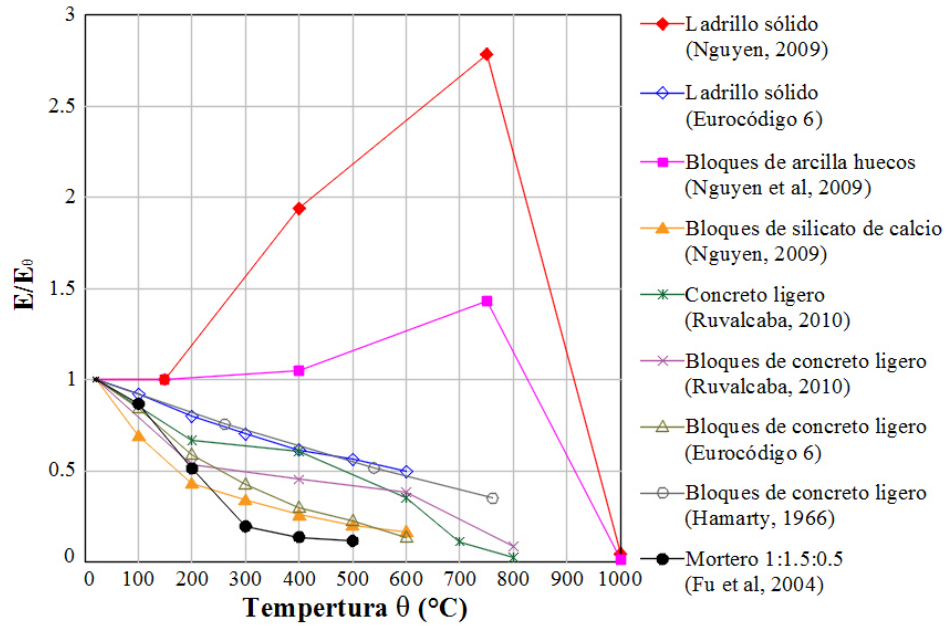


Figura 10. Relaciones de  $\theta-E/E_0$  de diferentes materiales sujetos a altas temperaturas [29, 49-52].

### 2.5.1.2 Resistencia a la compresión

En lo referente a la resistencia a la compresión la Figura 10 muestra la relación de la resistencia a la compresión de diferentes materiales de unidades mampostería con temperaturas de exposición. En las investigaciones previas no se ha determinado una tendencia general clara del comportamiento de los materiales, sino solamente que es hasta después de los 500°C donde esta indica una reducción generalizada.

La discordancia en cada material puede ser inferida por las diferentes composiciones entre los materiales a base de cementos y de arcillas. Así como las dimensiones y relaciones de los especímenes generan diferencias tal como se evidencia en las pruebas de piezas y muretes de concreto ligero [50]. Las condiciones de prueba en particular la tasa de calentamiento y humedad son probablemente cruciales ya que las diferencias en la evolución de la prueba aparecen en valores de temperatura relativamente bajos [21].

En este importante parámetro de resistencia a la compresión se debe recordar que la medición de los valores depende de la modalidad de la prueba, así como la dimensión y forma [53]. Por ejemplo, los especímenes probados a altas temperaturas siempre

muestran valores mayores que los probados después de enfriarse; los especímenes que han sido precargados al calentamiento desarrollan valores mayores a las pruebas que no tiene carga previa al calentamiento [54]; o la relación de esbeltez (altura/espesor) cuando menor sea mayores índices de resistencia son alcanzados [55, 56].

En el caso de los materiales con base en cementantes en el caso de concretos con silicatos de calcio tienen un buen desempeño en la resistencia a la compresión [54] y que puede ser observado en las recomendaciones graficadas [29]; sin embargo, el concreto ligero como piezas tiene un mayor desempeño que los bloques de silicato de calcio conforme la temperatura aumenta [50, 54, 57]. Los morteros tienen una mayor degradación en su resistencia llegando a menos del 50% de sus resistencia original a los 500°C [49].

Los materiales a base de arcillas huecos muestran un aumento en la resistencia de más del doble de la resistencia original alrededor de los 400°C con un abrupto decaimiento después de este límite a cantidades relativas al cero después de los 750°C [52], en esto discrepa de las observaciones del Eurocódigo 6 [29] que muestra para ladrillos de arcilla un continuo decaimiento aproximadamente lineal.

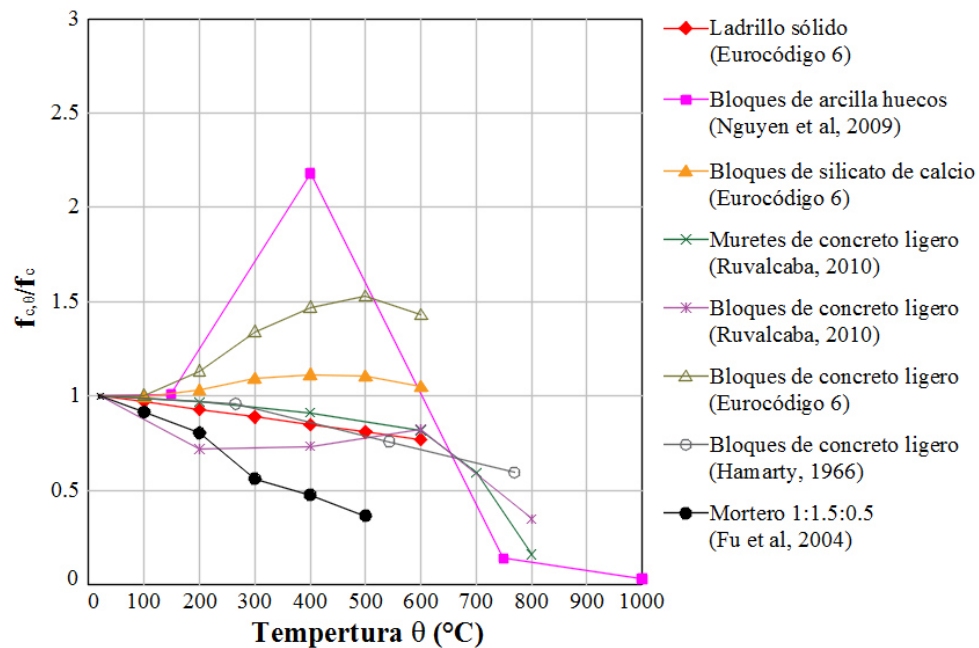


Figura 11. Relaciones  $\theta$ - $f_c$ ,  $\theta/f_c$  de diferentes materiales sujetos a altas temperaturas [29, 49-52].

### 2.5.1.3 Comportamiento esfuerzo-deformación en compresión

El comportamiento de las gráficas resultantes de pruebas de esfuerzo deformaciones de diferentes materiales de mampostería expuestos a altas temperatura en la Figura 12 se observa el decremento normalizado de la resistencia a la compresión y un aumento de la deformación en este punto para diferentes estados de temperatura. Los elementos a base de arcillas muestran antes del esfuerzo máximo un crecimiento lineal a diferencia de los materiales a base de concreto que muestran una no linealidad en crecimiento de la curva.

En el caso de los bloques de arcilla huecos no mostraron el mismo comportamiento de acuerdo a la investigación hecha [58] la cual muestra que entre los 150 a 750°C con tendieron a aumentar su resistencia a la compresión y disminuir su deformación.

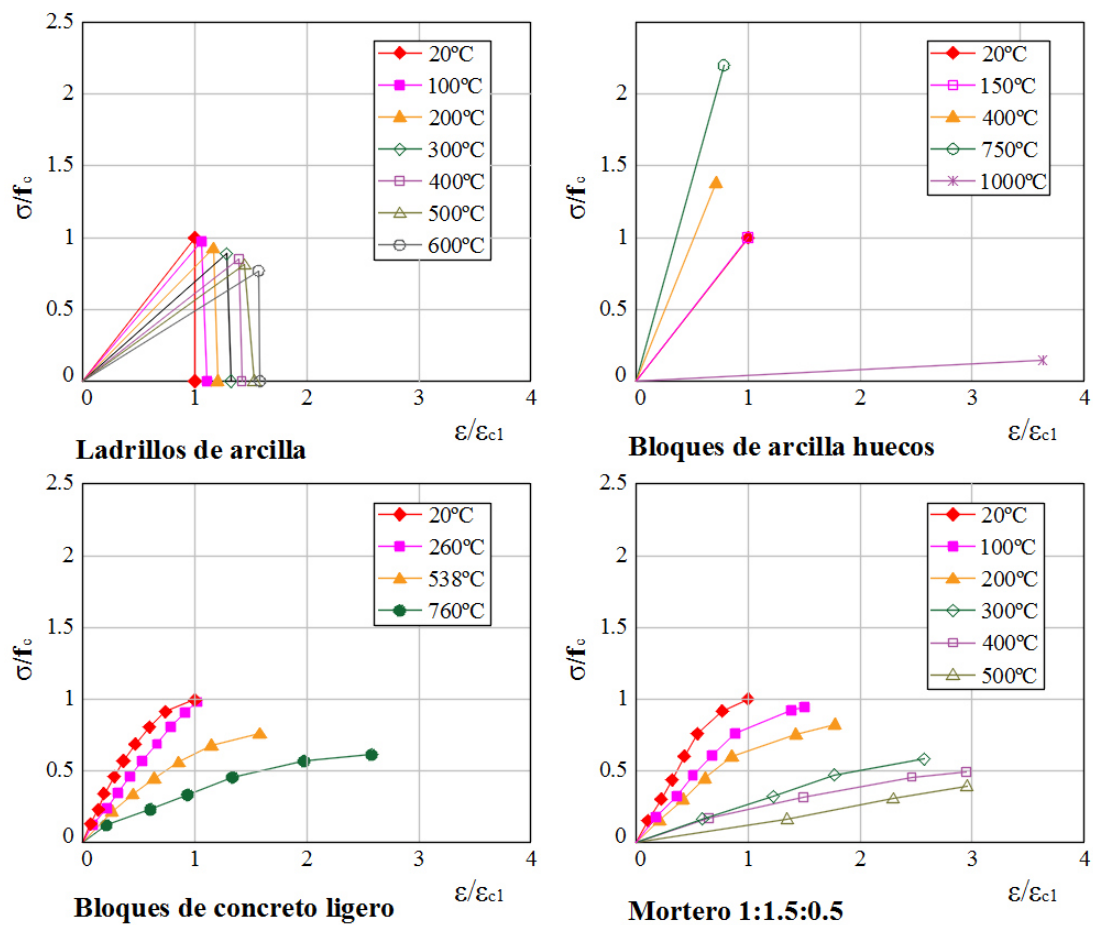


Figura 12. Comportamiento experimental de esfuerzo-deformación dependiente de la temperatura de ladrillos de arcilla [29], bloques de arcilla huecos [58], bloques de concreto ligero [50] y mortero[49].

Se han hecho algunas investigaciones para la obtención de modelos del comportamiento esfuerzo-deformación para diferentes materiales como lo son los concretos y mamposterías a base de cementos [25, 57, 59-61], algunos de ellos implementando métodos analíticos computacionales, dentro de los cuales los materiales arcillosos no tienen igual desarrollo que de los materiales de concreto [56, 62, 63]. Reglamentos proponen sus propios modelos como el ACI 216 [64] que trata tanto mampostería de concreto como de arcillas; el Eurocódigo 2 [65] integra recomendaciones de modelo para el material a base de concreto y hace atención a las mamposterías en el Eurocódigo 6 [29].

Muchos modelos teórico-experimentales para el comportamiento de la mampostería está disponible en la literatura, pero la investigación dirigida a establecer leyes constitutivas para los materiales no han producido modelos específicos para la mampostería. Los estudios que tratan con análisis de mamposterías sometidas a fuego asumen modelos establecidos para concretos y adaptados a la mampostería con una base empírica [21].

### 2.5.2 Resistencia a la tensión

En los reglamentos recomienda que la resistencia a la tensión de la mampostería sea ignorada para entrar en un diseño conservador [12, 29], sin embargo, esta resistencia es importante al momento de considerar agrietamientos [50, 66] que ocurren en la aplicación de fuerzas de compresión. Como sistema estructural los muros de mampostería cuando son sujetos a cargas verticales en combinación con un fenómeno horizontal puede generar excentricidades que generan momentos flexionantes que somete al material a tensiones [16]. El comportamiento a tensión es idealizado con lineal en la tensión, para el caso de unidades de concreto en la práctica se considera con un valor aproximadamente del 10% de la resistencia máxima a la compresión [19] o en un rango del 7% al 11% [66].

La reducción de la resistencia de tensión es consecuencia del aumento de la temperatura, el código europeo proponen un coeficiente de reducción ( $K_{c,t}$ ) para el caso de concretos con valores normales de 1.0 de la resistencia original hasta los 100°C y con una reducción lineal hasta llegar a valores de cero a los 600°C [65] (ver Figura 13).

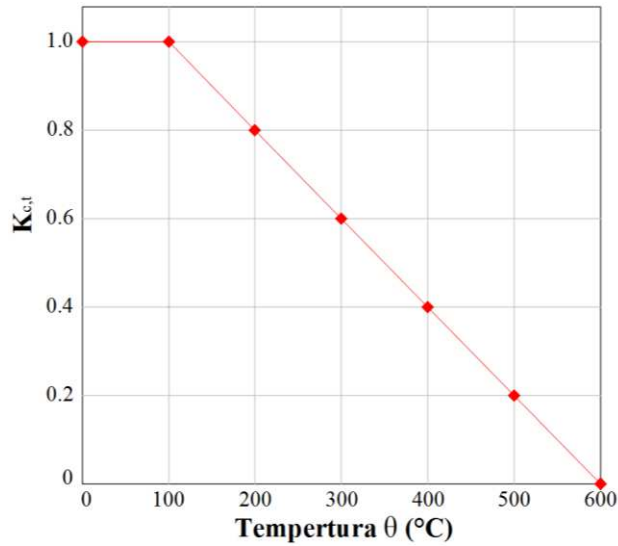


Figura 13. Coeficiente de decremento de resistencia de tensión  $K_{c,t}$  de concretos calentados [65].

Esta reducción de la resistencia a la tensión de concretos ha tenido amplia investigación y se ha concluido que todas las mezclas de concreto usando cementos portland ordinarios con agregados diversos (areniscas, calizas, pómez y andesita) exhiben en su comportamiento una reducción de la relación de resistencia llegando a valores del 30% al 50% aproximadamente para valores mayores a los 400°C (ver Figura 14), siendo así esta propiedad más sensible a las altas temperaturas que la resistencia a la compresión [66, 67] .

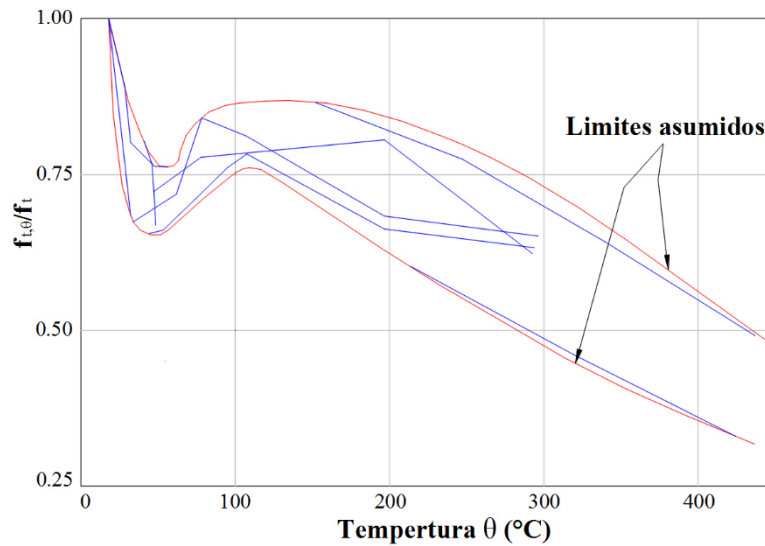


Figura 14. Comparación de efectos de temperaturas elevadas en la resistencia a la tensión de concretos fabricados usando diferentes tipos de agregados convencionales [67].



### 2.5.3 Otras propiedades

#### 2.5.3.1 Relación de Poisson

El código europeo [65] carece de información del comportamiento de la relación de Poisson del concreto en condiciones de exposición al fuego y muy poca información acerca del tema se ha encontrado [68], sin embargo esta propiedad es de gran importancia especialmente cuando se realizan modelaciones numéricas tridimensionales. Aunque es común utilizar valores entre los 0.18 a 0.20 en concretos como independientes de la temperatura de exposición [50, 69, 70].

Se ha realizado investigación experimental para determinar la relación de Poisson en pruebas a altas temperaturas de concretos [71] obteniendo valores de entre los 0.18 a 0.21 en temperaturas ambientales normales y que decae hasta 0.09 en temperaturas cercanas a los 600°C, después de lo cual las mediciones no fueron determinadas por problemas en la instrumentación. Se propone de igual manera una formulación, donde  $\mu_\theta$  es la relación de Poisson efectiva en cierta temperatura ( $\theta$ ):

$$\mu_\theta = 0.204 \cdot e^{-0.002 \cdot \theta} \text{ para } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 500^\circ \quad \text{Ec. 6}$$

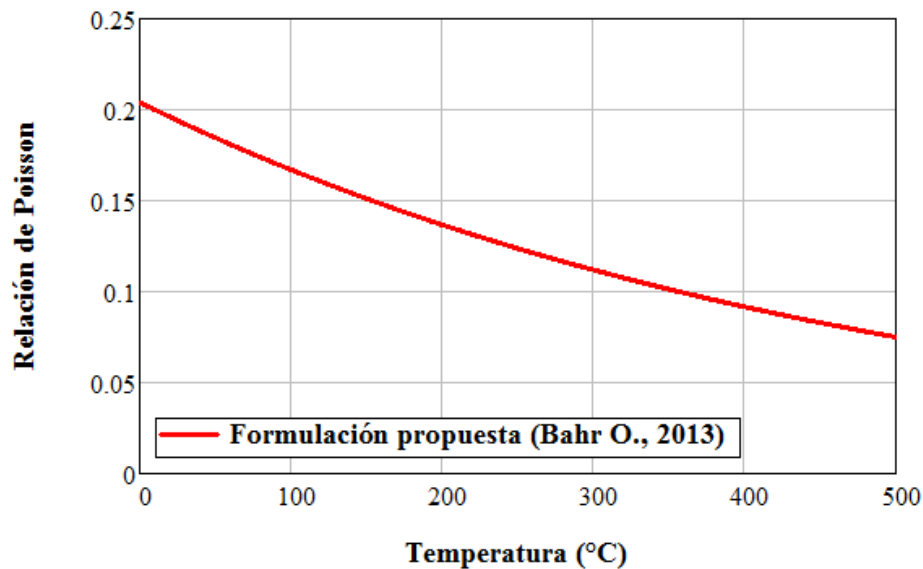


Figura 15. Relación de Poisson en correlación con la temperatura.

### 2.5.3.2 Contenido de agua

El agua contenida en especímenes de prueba sometidos a altas temperatura influye en el comportamiento al ser calentada hasta niveles que se expanda en forma de gases a nivel de la matriz de los materiales, inclusive aun cuando las piezas hayan sido sometidas a procesos de secado es complejo eliminar la humedad total lo cual no representaría las condiciones reales a los que están impuestos los materiales [72].

Las propiedades térmicas del concreto son afectadas por el contenido de agua en relación con la porosidad [73]. Esta característica influye en la resistencia al fuego del concreto, ya que funciona como disipador de energía, al necesitar más energía calorífica para vaporizar el agua contenida [13], este mismo fenómeno ocurre en materiales como la arcilla [58, 63]. Además propiedades como la conductividad térmica está en función de la densidad y del contenido de agua la cual aumenta con el porcentaje de humedad [66, 74]; la expansión térmica también está relacionada solo en temperaturas menores a los 200°C [75].

Se ha determinado que la resistencia del concreto y su módulo de elasticidad están inversamente relacionados con la temperatura y con el contenido de humedad en el concreto (ver Figura 16); la relación de Poisson es afectada en forma despreciable. La correlación simultáneamente con la temperatura no ha sido desarrollada [66, 76, 77].

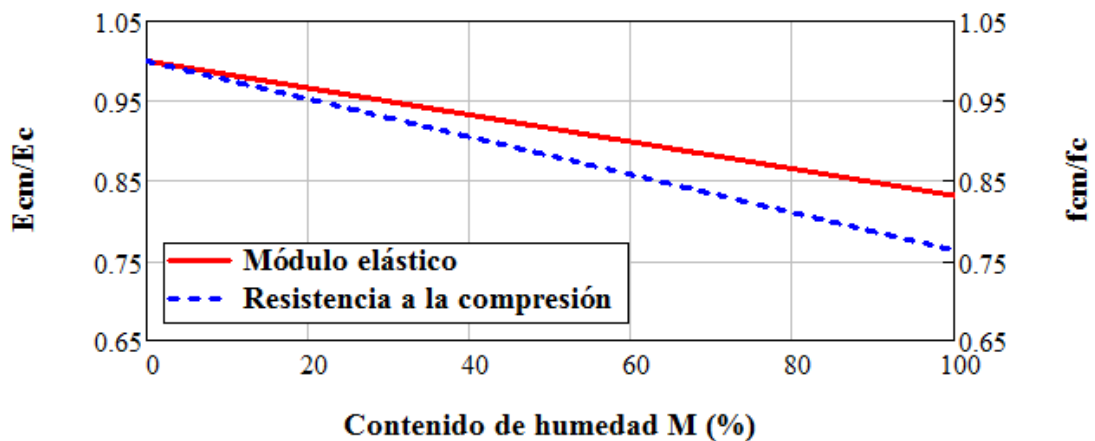


Figura 16. Efectos del grado de saturación en el módulo elástico y resistencia a la compresión, edad del concreto: 28 días, temperatura: 15°C [77].

### 2.5.3.3 Expansión térmica

Esta propiedad es relevante para el análisis de muros de mampostería, esto debido a los grandes gradientes de temperatura a los que están sujetos por exposiciones en una sola cara de los elementos. Además agrega esfuerzos adicionales a los elementos debido a las deformaciones térmicas que se generan resultando en desconchamiento y agrietamientos [37], estos problemas pueden ser reducidos al escoger materiales con bajo coeficiente de expansión térmica [78].

La expansión térmica es un fenómeno complicado debido a la interacción de sus componentes (pasta de cemento y agregados) los cuales tienen su propio coeficiente [9, 66]. La expansión térmica libre no es lineal con respecto a la temperatura debido a cambios químicos en los agregados, cambios físicos y por las incompatibilidades entre los agregados de la matriz [79]. En la Figura 17 se observa esta diferencia en los valores de expansión térmica propuesta por los códigos para concretos con diferentes agregados [65, 80].

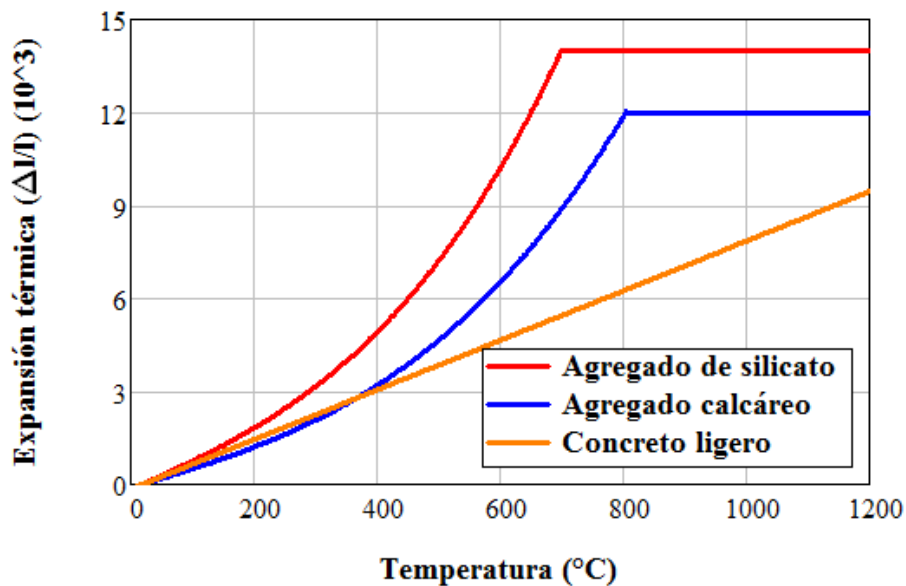


Figura 17. Valores de expansión térmica dependientes de la temperatura para concretos con agregados de silicato [65], calcáreos [65] y concretos ligeros [80].

Algunas investigaciones han observado que la pasta de cemento portland se contrae con el incremento de temperatura a diferencia de los morteros que se conservan

expandiéndose, por lo que en concretos la expansión se da principalmente en sus agregados [81]. Además, esta expansión puede influir significativamente en la magnitud de las propiedades elásticas del material [71].

La característica más significativa del desempeño de la mampostería ante fuego es la densidad más que el tipo de ladrillo, como la densidad es una medida de la porosidad del ladrillo el cual gobierna las propiedades térmicas de la mampostería en altas temperaturas [2, 9]. La Tabla 1 muestra los coeficientes de expansión térmica propuestos en códigos [82] para las piezas de mampostería y mortero a temperaturas ambientales, observando la densidad de los materiales.

*Tabla 1. Coeficientes de expansión térmica para unidades de mampostería y mortero [82].*

<b>Material</b>	<b>Densidad (kg/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Coeficiente de expansión térmica, <math>\alpha_t</math>, (<math>\times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}</math>)</b>
Arcilla	900-2400	4 a 8
Silicato de calcio	1600-2000	7 a 11
Concreto de agregado denso y piedra manufacturada	400-2400	6 a 12
Concreto de agregado ligero	600-1000	6 a 12
Concreto expandido en autoclave	400-750	7 a 9
Mortero	1500-1750	10 a 13

#### 2.5.3.4 Conductividad térmica

El Eurocódigo 6 en su apartado de diseño estructural de fuego propone valores de conductividad térmica para diversos materiales dependientes de la temperatura, de acuerdo a la Figura 18 se observa que los valores para los silicatos de calcio son los de mayor magnitud y junto al concreto ligero tiene su pico máximo en los 100°C, seguido de una súbita reducción de este valor [29]. La diferencia en el comportamiento se debe a los materiales, que incluso no son semejantes en los diferentes tipos de concreto debido a la constitución de sus agregados ya que estos forman parte del 60% al 80% de su volumen [83]. En las unidades de arcillas que han tenido un calentamiento previo muestran muy poca variación con el incremento de temperatura por sus bajos niveles de humedad, sin embargo en investigaciones a fondo han mostrado un decremento entre los 300°C y los 800°C [52].

La variabilidad existente en este coeficiente se supone en parte por el incremento de la porosidad de los materiales [50], a mayor porosidad menor este índice; también es dependiente de la densidad [52]; además en concretos esta propiedad depende también del contenido de humedad al momento del calentamiento [66]. A temperaturas bajas y con concretos húmedos existen valores de conductividad mayores [84].

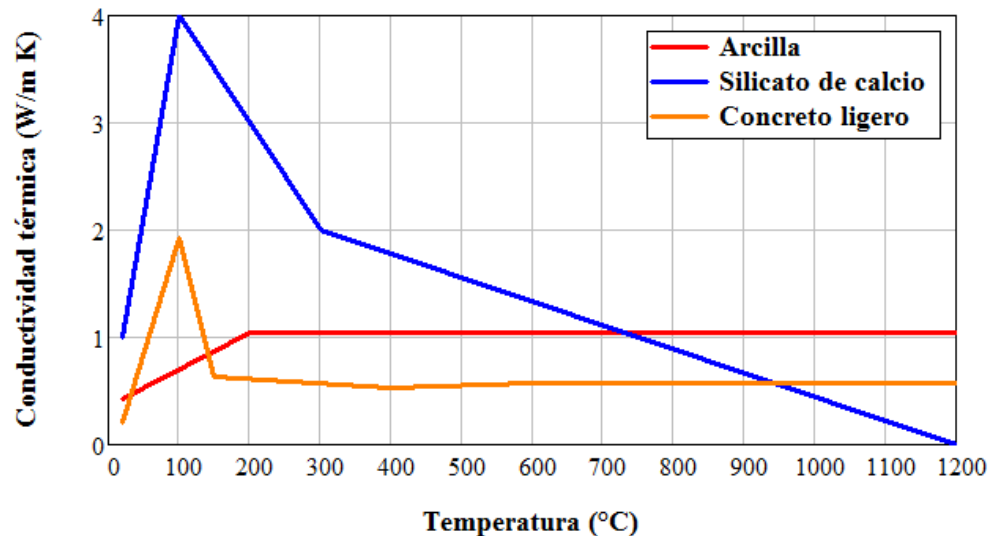


Figura 18. Conductividad térmica dependiente de la temperatura para unidades de mampostería de arcilla (900-1200 kg/m<sup>3</sup>), silicato de calcio (1600-2000 kg/m<sup>3</sup>) y concreto ligero (600-1000 kg/m<sup>3</sup>) [29].

En muros de mampostería este valor indica el modo principal de transferencia de calor a través de los elementos sólidos y se han considerado como constantes en modelaciones analíticas [85], sin embargo modelaciones superiores requieren de esta variabilidad con el fin de aumentar su precisión [34, 50, 86] ya que en materiales con conductividades bajas generan gradientes térmicos mayores sobre las secciones transversales en elementos sometidos a una sola cara al fuego [56].

#### 2.5.4 Emisividad

Esta propiedad determine la absorbencia de las superficies, además de su eficiencia de emisión de calor en forma de radiación en relación a un cuerpo negro [42], donde el valor emisión del fuego es  $\epsilon_m=1.0$ ; para concretos las normativa europea le dan el valor de  $\epsilon_m=0.7$  [65] y para otros materiales de  $\epsilon_m=0.8$  [43], aunque también son aplicables

valores de  $\varepsilon_m=0.91$  para los concretos rugosos [87]; se han utilizado valores de  $\varepsilon_m=0.9$  para materiales arcilloso [63, 87]. Este parámetro es necesario para conocer el modo de transferencia de calor de radiación. Este valor puede tener dependencia de la temperatura pero no es de amplio uso [42].

#### 2.5.4.1 Calor específico

Esta propiedad se refiere a la cantidad de calor por unidad de masa requerido para cambiar la temperatura del material una unidad de temperatura. En la norma EN1996-1-2 [29] se especifican valores de calor específico dependientes de la temperatura (ver Figura 19) que observan su mayor magnitud en temperaturas entre 100-150°C especialmente en los concretos de silicato de calcio o ligeros, este fenómeno se da debido a la liberación de calor latente en la vaporización [66].

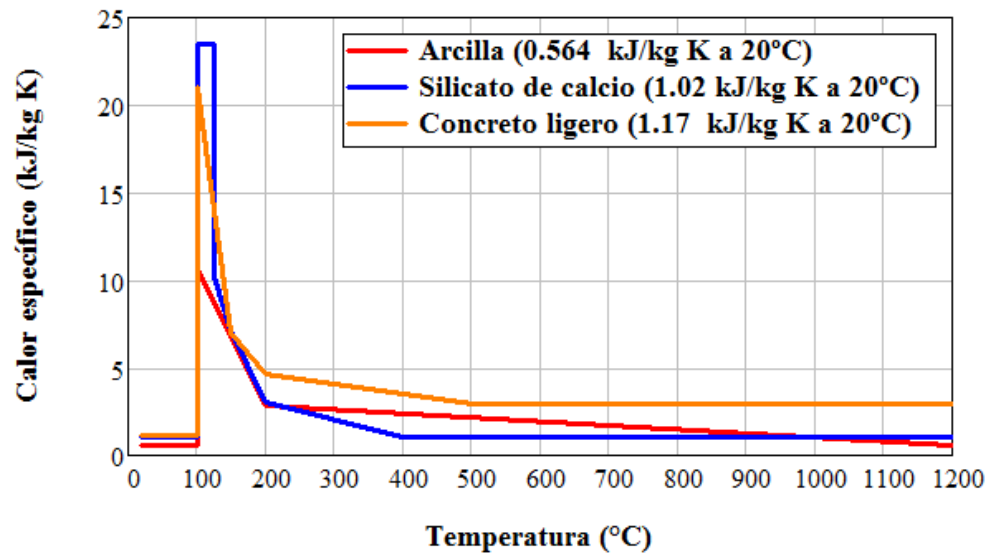


Figura 19. Calor específico dependiente de la temperatura para unidades de mampostería de arcilla (900-1200 kg/m<sup>3</sup>), silicato de calcio (1600-2000 kg/m<sup>3</sup>) y concreto ligero (600-1000 kg/m<sup>3</sup>) [29].

El calor específico del concreto a elevadas temperaturas es sensible a varias transformaciones que ocurren en el concreto, que incluye la vaporización del agua alrededor de los 100°C, la disociación de Ca(OH)<sub>2</sub> alrededor de los 400-500°C y la transformación de cuarzos en algunos agregados [88].

En morteros con relación 1:3 se observaron valores de calor específicos en aumento con la temperatura comenzando con 700 J/kg K a una temperatura de 25°C con un pico de 1160 J/kg K a los 575°C, seguido de un decremento por arriba de los 600°C [89].

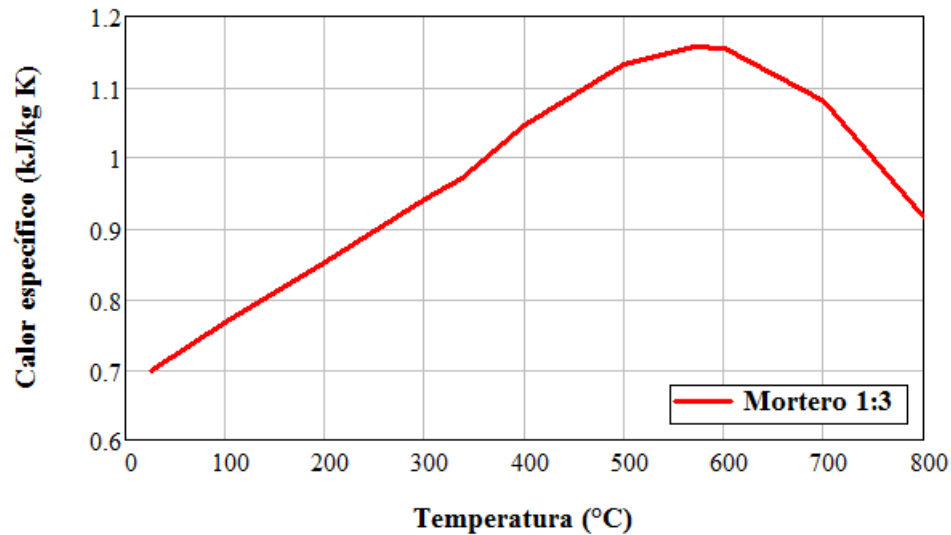


Figura 20. Calor específico de mortero de relación 1:3 [89].

La presencia de valores altos de calor específico previenen la aparición temprana de fenómenos destructivos consecuencia de las altas temperatura ya que no permite acelerados incrementos de temperatura en los materiales [77, 90] retardando el proceso de calentamiento.

## 2.5.5 Efectos físicos de la acción de altas temperaturas en muros de mampostería

### 2.5.5.1 Desconchamiento térmico

El desconchamiento es un fenómeno que se ha estudiado principalmente en elementos de concreto de alta resistencia. En mamposterías se presenta bajo las acciones de altas temperaturas; está relacionado con varios factores dentro de la matriz del material [83] como lo son el contenido de humedad, la presión de poro [72] y la transformación estructural de los agregados [91].

El tema del desconchamiento es importante en cuanto a la integridad estructural. Este ocurre cuando la presión de poro y esfuerzo térmico exceden la resistencia a la tensión del concreto especialmente en etapas tempranas del fuego [72]; la presión generada por la cantidad de agua que está contenida dentro de los poros que al ser sometido a altas temperatura se evapora y expande logrando que los esfuerzos crezcan produciendo una explosión que se traduce en pérdida del material; este efecto es especialmente susceptible en materiales de alta resistencia. También se da otra forma de desconchamiento la cual no es agresiva como la explosiva sino se da de forma gradual en forma de desmoronamiento al perder su adherencia efectiva y resistencia el cual se da a finales del fuego natural o en tiempos tardíos de un fuego estándar, es por lo tanto, raramente crítico. Pese a diversos estudios este fenómeno aún no ha sido completamente comprendido para predecirlo [9, 50].

En concretos el desconchamiento comienza a mostrarse después de los 300°C y que este es afectado por el contenido de agua y la tasa de carga aplicada [92] siendo especialmente susceptibles aquellos con relaciones de agua-cemento bajas [83].

En el caso de muros de mampostería de concreto el efecto del desconchamiento no es menos crítico que en otros elementos estructurales, especialmente en el caso de muros de carga que tras una deformación térmica, carga excéntrica, y sumada a una pérdida de sección transversal producto del desconchamiento causa el mismo efecto contribuyendo a los mecanismos de colapso [50].

Los materiales como las arcillas también presentan este fenómeno, siendo este un factor importante en la pérdida de estabilidad especialmente en muros de bloques hueco de arcilla [21, 25, 58]. En morteros de alta resistencia se ha reportado su aparición sobre los 600°C, pero es de rara ocurrencia en morteros normales [93].

#### 2.5.5.2 Inclinación térmica

Se ha estudiado el comportamiento conocido como deformación térmica que es consecuencia de un alto gradiente térmico que se presenta entre la cara expuesta y no expuesta del muro (ver Figura 21) debido a que en la cara expuesta al fuego hay una dilatación mayor de los materiales que en la cara no expuesta lo cual genera un desfase del plano original de los muros [37]. El efecto de la inclinación se ha sumado a la relación



de esbeltez en la que en comparación con altas relaciones se ha considerado que el tiempo de colapso tiende a disminuir [94] a consecuencia de la excentricidad que se genera con este efecto térmico. Durante esta condición de deformación horizontal se ha encontrado el colapso cuando a mitad de altura se ha desplazado a 0.8 veces su espesor [21].

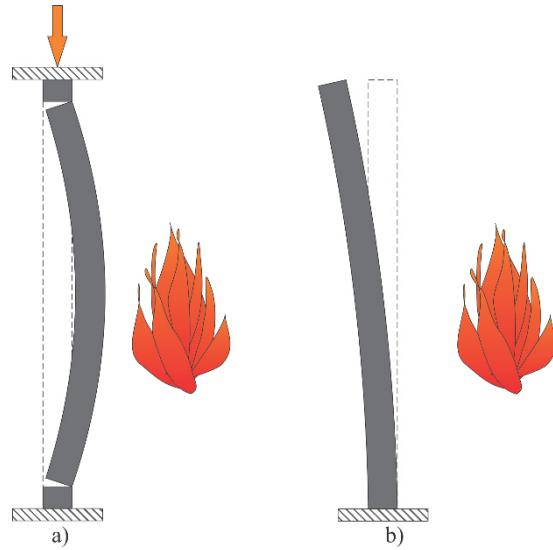


Figura 21. Esquemático de inclinación térmica en muros de carga (a) y de separación (b) [21].

En este fenómeno no se tiene mucha información, ya que los reglamentos no prescriben estas mediciones durante las pruebas. Sin embargo, en investigaciones experimentales a muros de ladrillo con diferentes espesores siguiendo los lineamientos establecidos en pruebas de fuego, han desarrollado ecuaciones de desplazamiento horizontal para simple apoyos ( $\Delta_m = \frac{\alpha L^2 \Delta T}{8d}$  Ec. 7)

y cantiléver ( $\Delta_t = \frac{\alpha L^2 \Delta T}{2d}$  Ec. 8) [95, 96].

$$\Delta_m = \frac{\alpha L^2 \Delta T}{8d} \quad \text{Ec. 7}$$

$$\Delta_t = \frac{\alpha L^2 \Delta T}{2d} \quad \text{Ec. 8}$$

Siendo  $\Delta_m$  el desplazamiento a la mitad del claro,  $\Delta_t$  el desplazamiento en extremo suelto del cantiléver,  $\alpha$  el coeficiente de expansión térmica,  $L$  la longitud de la viga,  $d$  el espesor y  $\Delta T$  la diferencia de temperatura en la sección transversal. Esta teoría tiene aplicación a muros altos y muros de separación delgados [97]. Aunque esta simplificación solo es esquematizada para muros bidimensionales, expuestos a una sola

cara y por lo tanto no puede aplicarse a pruebas de fuego estándar; de igual manera solo se asume en el comportamiento elástico y sin tener dependencia de la temperatura ni la distribución interna de la temperatura [21].

Estudios experimentales en miembros cargados han concluido que esta condición es de beneficio ya que la carga puede mitigar los efectos de la expansión térmica y alentar el incremento de desplazamientos; el decaimiento mecánico inducido por las altas temperaturas en la cara expuesta obliga al esfuerzo de compresión a mitigarse hacia la cara no expuesta [70]. Otro fenómeno particular es la denominada inclinación revertida, la cual comienza a deflexiones menores que las asociadas a la inestabilidad de la inclinación térmica. Esta inclinación revertida comienza cuando la respuesta estructural es dominada por la degradación mecánica de los materiales en la cara expuesta, la cual al perder resistencia de soporte de la carga el espesor inefectivo y aumentando la carga en la sección resistente, de manera que inicia una excentricidad de carga desencadenando la inclinación revertida (ver Figura 22) [21, 56, 70].

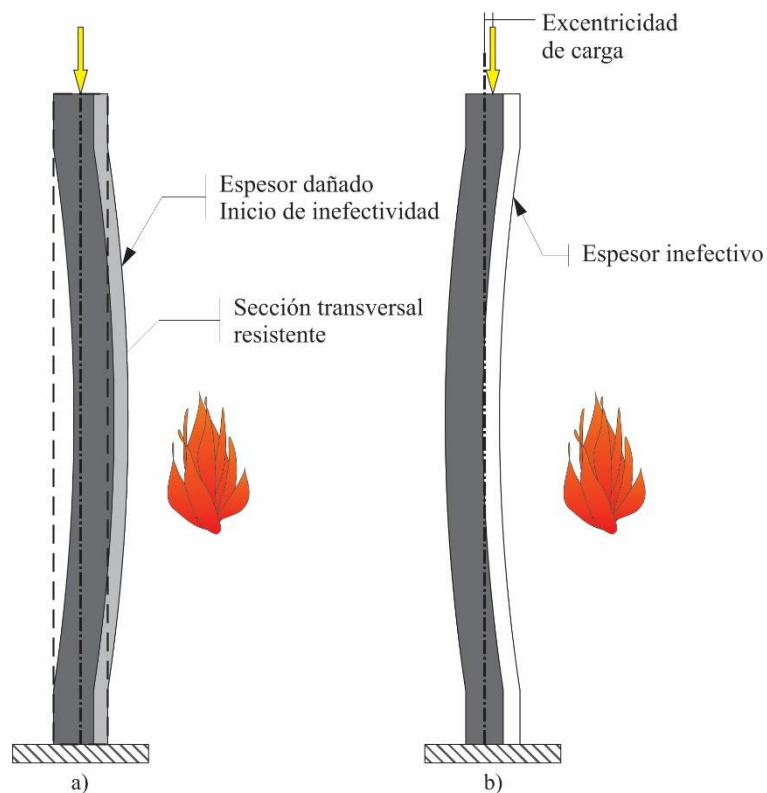


Figura 22. Inclinación revertida. (a) Comienzo de inefectividad, (b) presencia de excentricidad [21].

## **2.6 MODELACIÓN POR EL MÉTODO DEL ELEMENTO FINITO APLICADO A ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE FUEGO**

La investigación experimental en el análisis de muros sometidos a fuegos ha sido investigada obteniendo datos de comportamiento, los cuales en la actualidad están funcionando para la alimentación de modelos analíticos que implementan la solución por métodos numéricos. El de mayor aplicación es el Método del Elemento Finito (MEF) debido a su amplio rango de aplicación en problemas de ingeniería; permite a los investigadores realizar análisis detallados con variadas configuraciones que incluyen la obtención de datos con relativa facilidad que de manera experimental requerirían periodos de espera largos y gran consumo de recursos [98].

El MEF, en el contexto de la mecánica de sólidos y de la ingeniería estructural, es un método de análisis que permite determinar los esfuerzos y deformaciones que se producen en los cuerpos sólidos y en los elementos estructurales. Este método se basa en el uso intensivo de equipo y de sistemas computacionales.

El método es general y puede aplicarse en la solución de problemas de diferentes tipos [99]. Sin embargo, al ser un método numérico de análisis, los resultados obtenidos con su empleo son aproximados. Esta aproximación tiene su origen en diversas fuentes como lo son: truncamiento en la representación de los números por el límite de cifras que una computadora puede utilizar; errores de modelación tal como la representación de geometrías, de las cargas aplicadas o de los apoyos; por último, se tiene las limitaciones que cada formulación tiene implícita para la representación de la solución buscada [100]. Es sobre las últimas fuentes de error que se puede tener control al utilizar herramientas de modelación y la correcta implementación de las formulaciones en los modelos.

El modelo adecuado se obtiene utilizando un número finito de componentes bien definidos, a tales problemas se les denomina discretos. En otros, la subdivisión prosigue indefinidamente y el problema solo puede definirse haciendo uso de la ficción matemática de infinitésimo. Esto conduce a ecuaciones diferenciales o expresiones equivalentes con un número infinito de elementos implicados, a estos sistemas se les llama continuos, los

cuales sólo se pueden resolver de manera exacta mediante manipulaciones matemáticas, las técnicas matemáticas disponibles suelen limitar las posibilidades a casos extremadamente simplificados [101].

Para obtener una solución de problemas continuos que sobrepasan la simplicidad se han utilizado métodos de discretización, los cuales hacen necesarios efectuar aproximaciones que esperan que se acerquen a la solución exacta, tan estrechamente como se desea, a la solución continua verdadera [101].

## 2.6.1 Modelo térmico de análisis de transferencia de calor

### 2.6.1.1 Análisis de transferencia de calor desacoplado

El modelo de transferencia de calor desacoplado [102] tiene la intención de modelar la conducción de calor en cuerpos sólidos en general con conductividad dependiente de la temperatura; energía interna que incluyen efectos de calor latente; y condiciones de frontera de convección y radiación.

El balance de energía básico es [103]:

$$\int_V \rho \dot{U} dv = \int_S q dS + \int_V r dV \quad \text{Ec. 9}$$

Donde  $V$  es el volumen del material sólido, con un área superficial  $S$ ;  $\rho$  es la densidad del material;  $\dot{U}$  es la razón de tiempo de la energía interna;  $q$  es el flujo de calor por unidad de área del cuerpo, fluyendo hacia el cuerpo y  $r$  es el calor suministrado hacia el cuerpo por unidad de volumen.

Se asume que los problemas térmicos y mecánicos son desacoplados en el sentido de que  $U = U(\theta)$ , donde  $\theta$  es la temperatura del material y  $q$  junto con  $r$  no dependen de las deformaciones o desplazamientos del cuerpo. Por simplicidad, una descripción Lagrangiana es asumida, as que ‘volumen’ y ‘superficie’ significan el volumen y la superficie en la configuración de referencia.

En cuanto a la definición constitutiva su relación es comúnmente escrita en términos de calor específico, despreciando acoplamientos entre problemas mecánicos y termalés:

$$c(\theta) = \frac{dU}{d\theta} \quad \text{Ec. 10}$$

No se desprecian los efectos de calor latente en la fase de cambios, los cuales son dados separadamente en términos de temperaturas sólidas y líquidas (los límites menores y mayores de temperatura del rango de cambio de fase) y el total de la energía interna asociada con el cambio de fase, llamada calor latente. Cuando se suministra el calor latente, se adiciona a los efectos de calor específico (ver Figura 23).

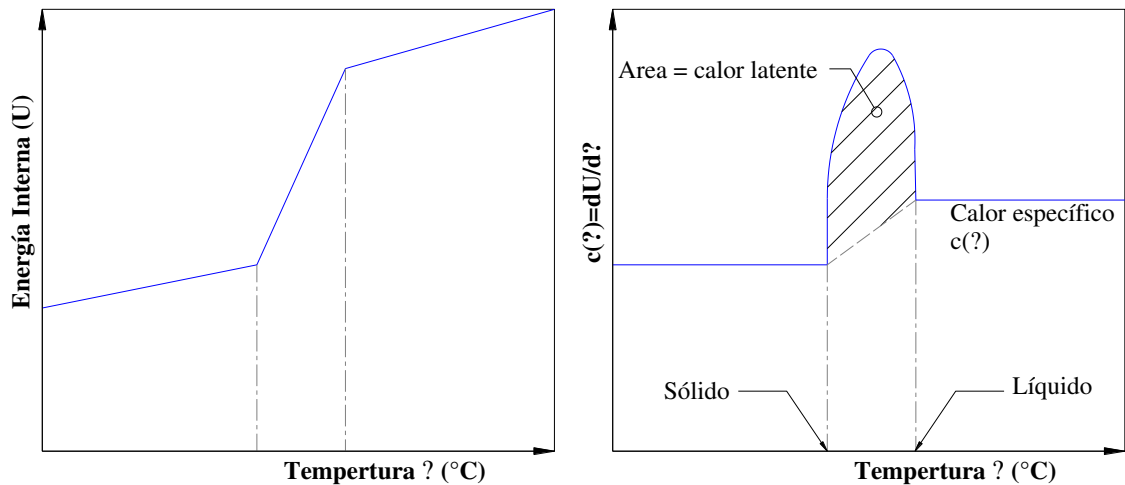


Figura 23. Definición del calor específico y calor latente[104].

La conducción de calor se asume gobernada por la ley de Fourier [105]:

$$f = -k \frac{\partial \theta}{\partial x} \quad \text{Ec. 11}$$

Donde  $k$  es la matriz de conducción  $k = k(\theta)$ ;  $f$  es el flujo de calor y  $x$  es la posición. La conductividad puede ser anisotrópica, ortotrópica o isotrópica.

En las condiciones de frontera pueden especificarse como prescriptivas de temperatura  $\theta = \theta(x, t)$ ; al flujo de calor de la superficie  $q = q(x, t)$  por área, al flujo de calor volumétrico  $q = r(x, t)$  por volumen; y a la convección de superficie. Las superficies también pueden participar en efectos de radiación en cavidades.

Un ajuste variacional de la energía del balance (Ec. 9) en conjunto la ley de Fourier (Ec. 11) se obtiene directamente por el enfoque estándar de Galerkin como:

$$\int_V \rho \dot{U} \delta\theta \, dv + \int_V \frac{\partial \delta\theta}{\partial x} k \frac{\partial \theta}{\partial x} \, dV = \int_V \delta\theta \, q \, dV + \int_{S_q} \delta\theta \, q \, dS \quad \text{Ec. 12}$$

Donde  $\delta\theta$  es un campo variacional arbitrario que satisface las condiciones esenciales de la condición de frontera. Al aplicar la interpolación a la temperatura sobre un cuerpo geométrico con elementos finitos obteniendo el sistema de ecuaciones que es la ‘descripción del continuo del tiempo’ de la aproximación geométrica:

$$\int_V N^N \rho \dot{U} \, dV + \int_V \frac{\partial N^N}{\partial x} k \frac{\partial \theta}{\partial x} \, dV = \int_V N^N \, r \, dV + \int_{S_q} N^N \, q \, dS$$

Donde  $N^N$  son polinomios de primero y segundo orden en una, dos o tres dimensiones.

#### 2.6.1.2 Análisis térmico-esfuerzo acoplado

En este modelo acoplado de esfuerzo-temperatura el análisis de esfuerzos es dependiente de la distribución de la temperatura y la distribución de temperatura depende de la solución de esfuerzos [102].

El método de solución para esta implementación acoplada se establece con un esquema de diferencia hacia atrás para integrar la solución de temperatura de las ecuaciones de transferencia de calor y un sistema no lineal acoplado es solucionado usando el método de Newton.

Una implementación exacta del método de Newton involucra una matriz Jacobiana no simétrica como se ilustra a continuación:

$$\begin{bmatrix} K_{uu} & K_{u\theta} \\ K_{\theta u} & K_{\theta\theta} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta_u \\ \Delta_\theta \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} R_u \\ \varepsilon_t R_\theta \end{Bmatrix} \quad \text{Ec. 13}$$

Donde  $\Delta_u$  y  $\Delta_\theta$  son correcciones respectivas al desplazamiento y temperatura incremental,  $K_{ij}$  son submatrices de la matriz Jacobiana totalmente acoplada y  $R_u$  junto con  $R_\theta$  son los vectores residuales mecánicos y térmicos respectivamente.

## 2.6.2 Modelo estructural de plasticidad de concreto dañado

El modelo del material usado para la fase del modelo estructural, se conoce como Plasticidad de Concreto Dañado (PCD). Este modelo tiene la capacidad de simular el comportamiento del concreto, usa conceptos de elasticidad dañada isotrópica en combinación con tensión isotrópica y plasticidad compresiva para representar el comportamiento inelástico del concreto; diseñado para aplicaciones de concreto que es sometido a cargas monotónicas, cíclicas y/o dinámicas. El modelo es un continuo y asume los dos mecanismos de falla principales de tensión agrietante y aplastamiento compresivo del concreto [106].

Se asume que la respuesta uniaxial de tensión y compresión está caracterizada por daño plástico, como se muestra en la Figura 24, donde la tensión sigue una relación lineal hasta el valor de esfuerzo de falla, que corresponde a la aparición de micro-grietas en el concreto; el agrandamiento y aparición de nuevas grietas es representada como una respuesta macroscópica de ablandamiento. En la compresión se asume una relación lineal hasta llegar al esfuerzo de fluencia, en el régimen plástico se caracteriza un esfuerzo de endurecimiento seguido por un ablandamiento más allá del esfuerzo máximo de compresión. Esta representación muestra de manera simplificada la característica más importante de la respuesta del concreto [106].

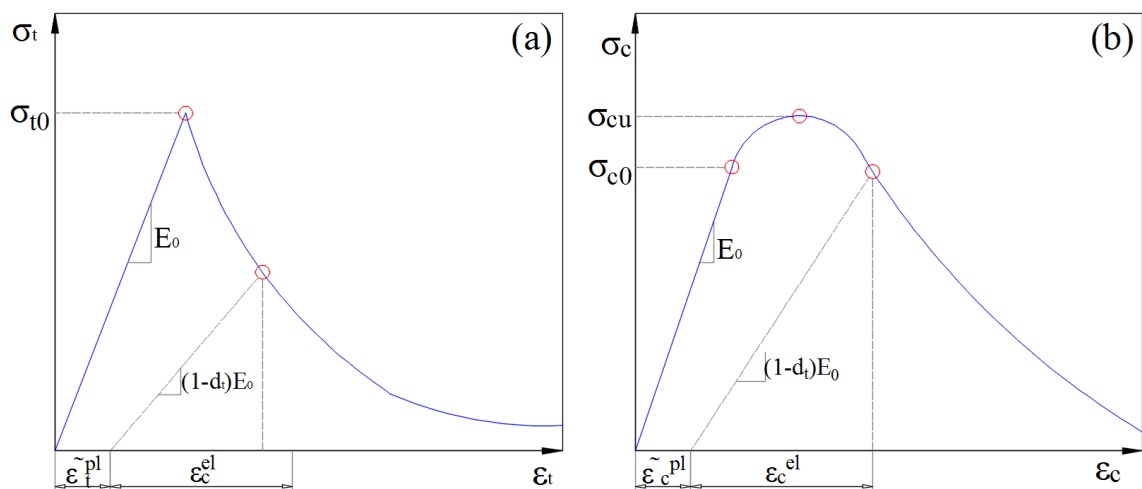


Figura 24. Respuesta del concreto a carga uniaxial en tensión (a) y compresión (b).

Este modelo en la etapa post-fallo en el comportamiento de tensión permite definir la deformación por ablandamiento para el concreto agrietado y permite incluso la interacción con refuerzos de acero de manera sencilla. Se puede especificar la rigidez por tensión por medio de una relación esfuerzo-deformación o por la aplicación del criterio de energía de fractura [102].

Se acepta utilizar el criterio de energía de fractura cuando el concreto no tiene refuerzo de forma significativa, ya que en el caso de utilizar la relación de esfuerzo-deformación podría introducir sensibilidades de mallado no razonables en los resultados. Hillerborg [107] propone la energía de fractura para solucionar estos problemas de sensibilidad por varios propósitos prácticos. Se define a la energía requerida para abrir una unidad de área una grieta ( $G_f$ ) como un parámetro del material. Esta puede ser especificada en el modelo PCD como una propiedad del material definiendo es esfuerzo de falla  $\sigma_{t0}$ , asociada a una energía de fractura. Este modelo asume una pérdida linear de resistencia después del agrietamiento como se observa en la Figura 25.

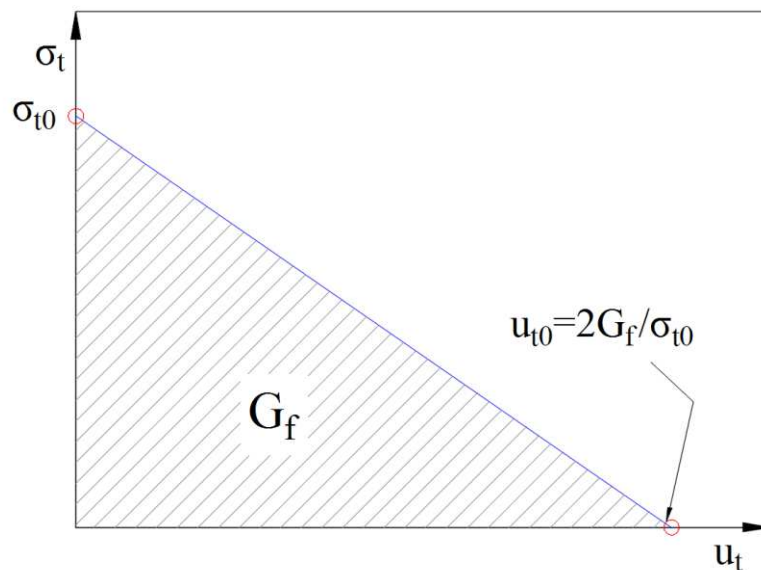


Figura 25. Curva de esfuerzo-energía de fractura post-falla [102].

Valores típicos para la energía de fractura para concretos para construcción típica tiene un rango de 40 N/m para concretos normales con resistencia aproximada de 200 kg/cm<sup>2</sup> hasta los 120 N/m para concretos de alta resistencia de 400 kg/cm<sup>2</sup> [106].



La principal tarea que se persigue con el modelo PCD es describir y reconocer los patrones de agrietamiento [108] derivados de la compresión o tensión.

La ecuación constitutiva de materiales con daño escalar isotrópico fue introducido por Kachanov [109], desarrollado más adelante por Rabotnov [110] y otros [104, 111], tomando la forma:

$$\sigma = (1 - d)D_0^{el} : (\varepsilon - \varepsilon^{pl}) = D^{el} : (\varepsilon - \varepsilon^{pl}) \quad \text{Ec. 14}$$

Donde  $\sigma$  es el tensor de esfuerzos de Cauchy,  $d$  es la variable escalar de degradación de rigidez,  $\varepsilon$  es el tensor de deformaciones,  $D_0^{el}$  es la rigidez elástica inicial (sin daño) del material, mientras  $D^{el} = (1 - d)D_0^{el}$  es el tensor de rigidez elástica degradada. El tensor efectivo de esfuerzos es definido como:

$$\bar{\sigma} = D_0^{el} : (\varepsilon - \varepsilon^{pl}) \quad \text{Ec. 15}$$

Donde  $\varepsilon^{pl}$  es la deformación plástica. En la formulación es necesario proponer la evolución de la variable escalar de degradación:

$$d = d(\bar{\sigma}, \tilde{\varepsilon}^{pl}) \quad \text{Ec. 16}$$

Gobernado por un conjunto del tensor del esfuerzo efectivo  $\bar{\sigma}$  y las variables de endurecimiento (ablandamiento)  $\tilde{\varepsilon}^{pl}$ . En el modelo de PCD, la degradación de la rigidez es isotrópica inicialmente y definida por la variable  $d_c$  en una zona de compresión y  $d_t$  en una zona de tensión. Por lo tanto, el tensor de esfuerzos de Cauchy está relacionado al tensor de esfuerzos efectivo  $\bar{\sigma}$  a través de un parámetro de degradación escalar  $(1 - d)$ :

$$\sigma = (1 - d)\bar{\sigma} \quad \text{Ec. 17}$$

El estado de daño en tensión y compresión se caracteriza independientemente por dos variables de endurecimiento,  $\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$  y  $\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$ , donde son referidos a deformaciones plásticas en tensión y compresión respectivamente. La evolución del endurecimiento es dado por la siguiente expresión:

$$\tilde{\varepsilon}^{pl} = \begin{bmatrix} \tilde{\varepsilon}_c^{pl} \\ \tilde{\varepsilon}_t^{pl} \end{bmatrix} \text{ y } \dot{\tilde{\varepsilon}}^{pl} = h(\bar{\sigma}, \tilde{\varepsilon}^{pl})\dot{\varepsilon}^{pl} \quad \text{Ec. 18}$$

El agrietamiento (tensión) y el aplastamiento (compresión) en el concreto son representados por valores incrementales de variables de endurecimiento (ablandamiento). Estas variables controlan la evolución de la superficie de fluencia y la degradación de la rigidez elástica. La función de fluencia representa una superficie en el espacio de esfuerzo efectivo que determina el estado de falla o daño. Para el modelo de daño plástico la función de fluencia llega a:

$$F(\bar{\sigma}, \bar{\varepsilon}^{pl}) \leq 0 \quad \text{Ec. 19}$$

El modelo de PCD usa la función de fluencia de Lubliner [111] con algunas modificaciones propuestas de Lee y Fenves [112]. Para tomar en cuenta diferentes evoluciones de la resistencia bajo tensión y compresión. La evolución de la superficie de fluencia es controlada por las variables de endurecimiento  $\bar{\varepsilon}_t^{pl}$  y  $\bar{\varepsilon}_c^{pl}$ . En términos del esfuerzo efectivo, la función de fluencia toma la forma [106]:

$$F = \frac{1}{1-\alpha} (\bar{q} - \alpha \bar{p} + \beta (\bar{\varepsilon}^{pl}) \langle \bar{\sigma}_{max} \rangle - \gamma \langle -\bar{\sigma}_{max} \rangle) - \bar{\sigma}_c (\bar{\varepsilon}_c^{pl}) \quad \text{Ec. 20}$$

Con:

$$\alpha = \frac{(\sigma_{b0}/\sigma_{c0})-1}{2(\sigma_{b0}/\sigma_{c0})-1}; 0 < \alpha < 0.5 \quad \text{Ec. 21}$$

$$\beta = \frac{\bar{\sigma}_c (\bar{\varepsilon}_c^{pl})}{\bar{\sigma}_t (\bar{\varepsilon}_t^{pl})} (1 - \alpha) - (1 + \alpha) \quad \text{Ec. 22}$$

$$\gamma = \frac{3(1-K_c)}{2K_c-1} \quad \text{Ec. 23}$$

El parámetro  $\alpha$  es calculado en base a la curva Kupfer [113], el cual necesita de la relación del esfuerzo inicial equibiaxial compresivo de fluencia y el esfuerzo de fluencia compresivo uniaxial ( $\sigma_{b0}/\sigma_{c0}$ ). El valor  $\bar{\sigma}_{max}$  es el eigenvalor algebraico máximo de  $\bar{\sigma}$  que es el esfuerzo principal efectivo máximo.

El parámetro  $\beta$  hace uso de la relación de esfuerzos de cohesión efectivos de compresión y tensión.

La forma de la superficie de carga en un plano desviatorio es determinado por el parámetro  $\gamma$ , donde  $K_c$  que es la relación del segundo esfuerzo invariante sobre el

meridiano de tensión con el del meridiano de compresión, este con la condición de que su valor esté entre 0.5 a 1.0. Superficies de fluencia típicas se observan en la Figura 26 para un plano derivatorio y en la Figura 27 para condiciones de esfuerzo plano [104].

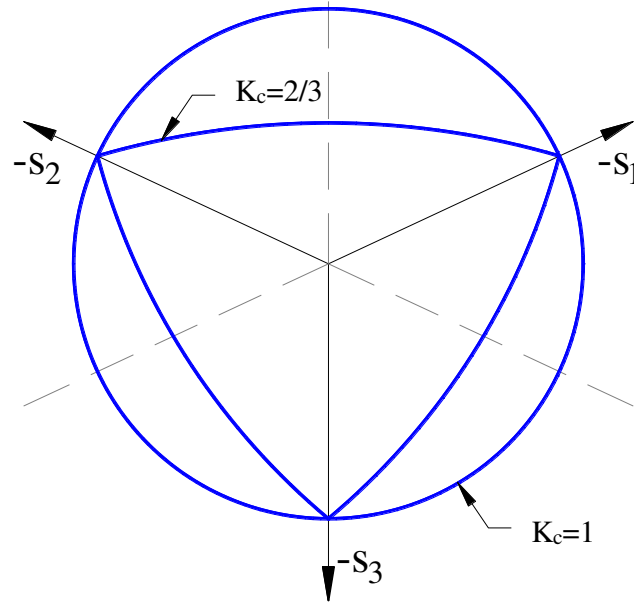


Figura 26. Superficie de fluencia en el plano derivatorio, correspondiente a valores diferentes de  $K_c$  [104].

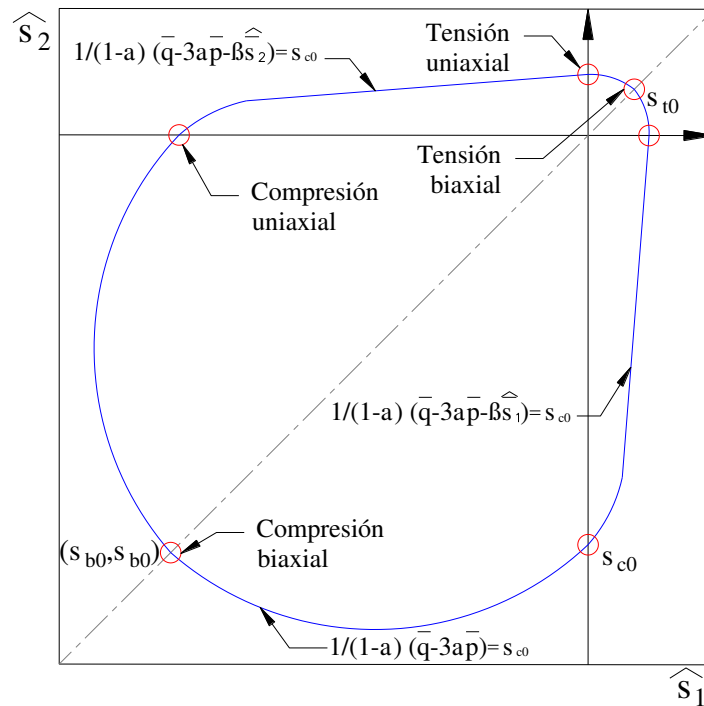


Figura 27. Superficie de fluencia en esfuerzos planos [104].

Cuando se alcanza el régimen plástico, es necesario establecer relaciones entre las componentes del tensor de tensiones y las componentes plásticas de deformación. En el rango plástico, las relaciones tensión deformación no son lineales y, por tanto, el estado de deformaciones no se puede obtener directamente del de tensiones, ya que las deformaciones dependen de múltiples factores. La consecuencia inmediata es que se deben utilizar formulaciones incrementales que relacionen incrementos de deformación plástica con incrementos tensión. Los incrementos de deformación plástica dependen del estado de tensiones y no de los incrementos de las misma, por lo tanto se tiene una ley de flujo asociada esta implica el uso de una función de potencial de flujo [114].

El flujo plástico es gobernado por una función de potencial de flujo  $G(\bar{\sigma})$  de acuerdo a una regla de flujo no asociativa, El potencial de flujo plástico  $G$  es además definido en el espacio efectivo de esfuerzos:

$$\dot{\varepsilon}^{pl} = \dot{\lambda} \frac{\partial G(\bar{\sigma})}{\partial \bar{\sigma}}$$

Durante la etapa de flujo plástico del modelo PCD se identifican cuatro valores para establecer un grupo fundamental constitutivo de parámetros, los cuales dan forma a la superficie de potencial de flujo. El modelo de flujo potencial ( $G$ ) utilizado por el modelo PCD utiliza la función hiperbólica de Drucker-Prager:

$$G = \sqrt{(\varepsilon \sigma_{t0} \tan \psi)^2 + \bar{q}^2} - \bar{p} \cdot \tan \psi \quad \text{Ec. 24}$$

Donde  $\psi(\theta, f_i)$  es el ángulo de dilatación medido en el plano  $p$ - $q$  en alta presión confinante;  $\sigma_{t0}(\theta, f_i)$  es el esfuerzo de tensión uniaxial a la falla, tomado de una rigidez a la tensión especificada; y  $\varepsilon(\theta, f_i)$  es un parámetro al que se refiere como excentricidad, el cual define la razón de cambio en la cual la función se aproxima a la asíntota, incrementar este valor provee una mayor curvatura del flujo potencial [102].

## 2.7 ESTUDIOS EXPERIMENTALES DE GRAN ESCALA

El hacer estudios experimentales de edificaciones a escala real resulta costoso y requiere mucho tiempo, sin embargo, son de utilidad para observar el comportamiento en conjunto de todos los sistemas estructurales que conforman una edificación.

La prueba Cardington fue un programa basado en una serie de pruebas a gran escala de edificaciones reales (madera, acero-concreto compuesto, y concreto), a partir de la cual se han derivado muchos estudios comparativos y ha alimentado modelos computacionales.



*Figura 28. Fuego compartamental en progreso [26].*

Derivado de esta serie de pruebas en 2005 se hizo un caso de estudio [26] donde probaron la integridad de la compartimentación por parte de muros, la relación entre fuegos estándar y paramétricos, el efecto del incremento de claros, el impacto de cargas impuestas y la influencia de la protección de fuego aplicada en una edificación a escala real comparando su respuesta con modelos analíticos de elementos finitos.

La SFPE (Society of Fire Protection Engineers, Reino Unido) en 2006 contempló la revisión del comportamiento de las estructura con fuego [115] específicamente de marcos de acero, así como también un comparativo de una edificación diseñada bajo

prescripción de códigos, y otra basada en diseño por desempeño; utilizando modelos computacionales y comparando resultados experimentales [116] de la prueba Cardington.

## 2.8 CASO DE ESTUDIO LOCAL: ESCOBEDO 2015

El 21 de septiembre de 2015 a las 11:30 horas se inició un incendio en un almacén de aceites ubicada en la calle Ignacio Allende, Colonia Centro, Escobedo, Nuevo León. El aceite se derramó sobre la vialidad y comenzó a fluir por la avenida Ignacio Allende en dirección norte, debido a las pendientes de drenaje de la vialidad el flujo dobló por la calle Miguel Hidalgo y Costilla en dirección este (ver Figura 29). De acuerdo a reportes de vecinos y videos de seguridad obtenidos del evento el aceite fluía al mismo tiempo que se quemaba. En el accidente, se dañaron varias decenas de viviendas de las cuales 5 sufrieron daños considerables. Además se reportaron afectaciones ecológicas debido a que hubo derrames en el Río Pesquería ubicado al norte de la calle Miguel Hidalgo y Costilla [28].



Figura 29. Vista aérea del cuadrante de incendio de almacén y afectaciones en zona centro de Escobedo, Nuevo León [117].

De acuerdo a las condiciones del incendio la mayoría de las viviendas fueron sometidas a un fuego externo en sus fachadas por lo que muchas de ellas fueron impregnadas de hollín, material producto del incendio; las condiciones dentro del almacén donde se propició el incendio de explosión de hidrocarburos que pudiera suponerse temperaturas superiores a 1000°C. Hubo viviendas en las cuales el fuego se propagó hacia

el interior de manera que pudieron haberse presentado temperaturas similares a las ocurridas en el exterior, inclusive se observaron vidrios de ventana fundidos lo cual se logra con temperaturas entre los 550°C a 1000°C [118].

Las viviendas afectadas tienen como principal elemento estructural vertical muros de mampostería de concreto. En los muros de mampostería localizados en la parte trasera del almacén que se observó durante el evento, se pudo observar la inclinación térmica en forma evidente resultado de los altos gradientes desarrollados tal como se aprecia en la Figura 30.a además se muestra la inclinación fuera del plano contrario al origen del fuego la cual es consistente a las condiciones de muro divisorio. Una sección de este muro no soporto la excentricidad y terminó colapsando sobre la vivienda (ver Figura 30.Figura 30.b).



(a)

(b)

*Figura 30. Muro de mampostería de almacén. (a) Inclinación térmica y (b) sección colapsada [28].*

En cuanto a las condiciones que se observaron en la cara no expuesta de este mismo muro se aprecia que las temperaturas alcanzadas en el interior fueron suficiente para quemar cuadros de madera que estaban sobre la pared como se muestra en la Figura 31.a, las cuales se asumen debieron haber sido entre los 300°C-400°C que es el punto de ignición de maderas blandas a duras. En la Figura 31.b se observa un ancho de grieta que varía entre los 0.80 mm y 1.5 mm, con una tendencia en forma horizontal que inclusive permitió en ciertos puntos el paso de humo entre ellas sin poder comprobar el paso de la

flama. Esta sección de muro tiene condiciones de apoyo restringidos en su parte superior que impidió los movimientos horizontales, de manera que en caso de que se presentaran inclinaciones térmicas estas fisuras podrían ser resultado de flexiones del muro, sin embargo, estas condiciones no fueron medidas ni comprobadas.



(a)

(b)

Figura 31. Cara no expuesta de muro. (a) Muro con muestra de cuadro quemado y (b) Grietas [28].

De acuerdo a los fenómenos observados en este muro y comparando con los estados límites que se plantean para estas condiciones tanto los parámetros de integridad y aislamiento para el muro inferior fueron rebasadas, así como para el muro superior que además superó las condiciones de estabilidad estructural en ciertas secciones.

En las zonas en las que el aceite fluyo y generó fuegos externos sobre fachadas; se observaron degradaciones sobre materiales, como en bloques de concreto en el que debido a la intensidad del fuego degradó el material hasta llegar a ser fácilmente removido hasta un 50% de la sección transversal, mientras que la parte que aún tiene cierta resistencia residual aparente (se acentúa en rojo en la Figura 32).

En cuanto a las condiciones de integridad y aislamiento en muros de las viviendas afectadas por el incendio estas fueron superadas fácilmente.





*Figura 32. Bloque degradado con exposición en una cara [28].*

En viviendas muy dañadas en las que las altas temperaturas sobrepasaron fachadas e iniciaron fuegos internos, los elementos de entrepiso como vigas y viguetas mostraron degradación en recubrimientos por lo que en algunas zonas la temperatura alcanzó a dañar el acero de refuerzo de manera significativa, en este caso se puede atribuir esta pérdida de material al desconchamiento discutido anteriormente, el cual se da para concretos normales alrededor de los 20 minutos de exposición a un fuego estándar [119]. La temperatura interna en la que se ha reportado desconchamiento en concretos de peso normal ha sido entre los 375°C-425°C [120]. En el caso de aligerantes, la mayoría de las viviendas tienen arcilla en los cuales se observaron particiones en las celdas perpendiculares a la superficie de exposición.

## **2.9 CONCLUSIONES**

Este apartado estableció el marco teórico base para esta investigación. Se trataron los procesos de pruebas de fuego y los escenarios de fuego para muros de mampostería. Los resultados obtenidos de investigaciones previas a mamposterías fueron presentados, junto con la afectación en las principales propiedades físicas y mecánicas de los materiales usualmente utilizados en este sistema constructivo. Se presentaron los modelos analíticos por el MEF que han sido aplicados para la simulación de materiales a cargas térmicas y estructurales. También, se observaron algunos casos de estudio de experimentaciones a gran escala y un caso local.

## **CAPÍTULO 3**

---

### **METODOLOGÍA**

#### **3.1 INTRODUCCIÓN**

En este capítulo se describe el proceso que se sigue en esta investigación para la obtención del modelo computacional que simula el comportamiento de muros de mampostería sometido a altas temperaturas y a cargas mecánicas, que se pretende validar por medio de investigaciones previas realizadas.

Se presentan los parámetros de relevancia en los modelos al mismo tiempo que se introduce al programa computacional que incorpora los modelos térmicos y estructurales que se desarrollan en esta investigación.

Se describen las pruebas experimentales que sirven de base y validación de los resultados analíticos obtenidos. Además se describen las propiedades de los materiales a utilizar, geometrías adoptadas, explicación de los procesos seguidos en las investigaciones previas y su implementación en un ambiente virtual. Se establecen las pautas que se seguirán para la validación de los resultados obtenidos.

El método analítico se separa en dos partes, el primero de ellos realizado en muros de mampostería de concreto ligero asociado a una investigación realizada en la Universidad de Manchester en 2010 [50, 121]; el segundo en muros de silicato de calcio promovido por la Industria Europea del Silicato de Calcio en 2008 [62, 122].

## **3.2 MODELO DEL ELEMENTO FINITO**

### **3.2.1 Programa computacional ABAQUS**

El programa computacional ABAQUS es una herramienta versátil en la simulación, al ser capaz de resolver problemas ingenieriles complejos por medio de la implementación del MEF, la herramientas por las cuales se utiliza en esta investigación es por su capacidad de modelar el comportamiento térmicos y mecánico, tanto de manera separada como en modo acoplado. El proceso de simulación por el MEF en ABAQUS consta de tres partes: el pre-procesamiento, procesamiento y post-procesamiento.

El apartado de pre-procesamiento y post-procesamiento es llevado a cabo en el producto ABAQUS/CAE que tiene la capacidad de crear geometrías, editar propiedades, diagnosticar comportamientos y visualizar análisis avanzados, por medio de una interface virtual [123].

El procesamiento que se utiliza es llevado a cabo por ABAQUS/Standard el cual emplea como solución tecnológica es especificada para resolver los modelos estáticos, eventos dinámicos de baja velocidad y análisis de transporte de estado estable donde la precisión en los esfuerzos en la solución son críticamente importantes [123].

Los modelos que se emplean en esta investigación son: Transferencia de calor no acoplada como modelo térmico y Plasticidad del Concreto Dañado como modelo mecánico estructural; teniendo la capacidad de acoplar ambos modelos en un análisis acoplado térmico-esfuerzos.

### **3.2.2 Modelo térmico**

En este modelo se aplican los tres modos de transferencia de calor: conducción, convección y radiación, en el programa ABAQUS se introducen estos tres elementos en el modelado térmico, tomando en cuenta las propiedades específicas para los materiales utilizados.

El flujo de calor total  $q_{net}$  se aplica como carga térmica sobre los muros y es la suma de las velocidades de flujo de radiación  $q_{rad}$  y convección  $q_{conv}$  [105].

$$q_{net} = q_{rad} + q_{conv} \quad Ec. 25$$

Este flujo es determinado por ecuaciones constitutivas de cada fenómeno y que ABAQUS incorpora.

### 3.2.2.1 Radiación

El flujo de calor por radiación en una superficie está gobernado [106] por la ecuación:

$$q_{rad} = \sigma \epsilon [(\theta - \theta^Z)^4 - (\theta^0 - \theta^Z)^4] \quad Ec. 26$$

Dónde,  $q$  es el flujo de calor a través de la superficie,  $\epsilon$  es la emisividad de la superficie que es el producto de la emisividad del elemento,  $\sigma$  es la constante de Stefan-Boltzmann ( $5.67 \times 10^{-8} \text{ W/m}^2\text{K}^4$ ),  $\theta$  es la temperatura en este punto sobre la superficie,  $\theta^0$  es un valor de temperatura ambiente,  $\theta^Z$  es la temperatura del cero absoluto en la escala de temperatura usada ( $-273^\circ\text{C}$ ).

En el programa ABAQUS las variables referentes a la transferencia por radiación se especifican como una condición de interacción sobre las superficies del elemento modelado. La interacción requiere de valores de temperatura ambiental y emisividad de acuerdo al material. La constante de Stefan-Boltzmann y el valor del cero absoluto se introducen como constantes físicas en los atributos del modelo.

### 3.2.2.2 Convección

El flujo de calor en una superficie debido a la convección es gobernado por:

$$q_{conv} = -h(\theta - \theta^0) \quad Ec. 27$$

Donde,  $q$  el flujo de calor a través de la superficie,  $h$  es un coeficiente de transferencia de calor por convección,  $\theta$  es la temperatura en este punto sobre la superficie,  $\theta^0$  es un valor de temperatura de disipador referencia.

El modelo de convección en ABAQUS es introducido como condiciones de filme sobre una superficie del elemento que es el equivalente al coeficiente de transferencia de calor por convección, el valor de estos coeficientes son de  $25 \text{ W/m}^2\text{K}$  para condición de exposición y  $4 \text{ W/m}^2\text{K}$  para caras no expuestas [65]. Se especifica una temperatura del fluido cercano a la superficie y la temperatura del sólido al inicio del análisis se establece como un campo de temperatura predefinido.

En las condiciones que se establecen sobre las superficies del elemento este gana calor cuando la temperatura del fluido es mayor que la del sólido o pierde calor cuando el sólido tiene mayor temperatura que el fluido [124].

### 3.2.2.3 Conducción

La conducción es el único modo de transporte de calor interno de los elementos, se inserta como un coeficiente de conducción en las propiedades del material de manera tabular. Los valores utilizados dependieron del tipo de material y la temperatura interna.

### 3.2.2.4 Otros parámetros

El calor específico es una propiedad de los materiales que indica la cantidad de energía calorífica necesaria para aumentar una unidad de temperatura en una unidad de masa. Se incorporan al modelo la condición del calor latente que funciona como liberador de energía alrededor de los  $100^\circ\text{C}$  el cual simula un comportamiento tipo meseta en las curvas de respuesta de temperatura.

### 3.2.3 Modelo estructural

El modelo de PCD requiere parámetros del rango elástico y otros referidos al rango plástico sobre la superficie de fluencia y de potencial de flujo las cuales en forma tabular son insertados en el pre-procesador de ABAQUS.

Se insertan propiedades como la densidad del material, en cuanto a la elasticidad es requerido el módulo elástico ( $E$ ), el coeficiente de Poisson ( $\nu$ ).

En el modelo PCD se necesitan parámetros referentes a las ecuación de potencial de flujo de Drucker-Prager que son: el ángulo de dilatación en grados del plano  $p$ - $q$  ( $\psi$ ), los esfuerzos tensor de falla uniaxial, que se toma de datos de rigidez especificadas por el usuario; la excentricidad del potencial de flujo ( $\epsilon$ ), el cual es un valor positivo pequeño que define la razón en la cual el flujo potencial hiperbólico se aproxima a su asíntota. En la función de fluencia de Lubliner [111] modificada se requiere: la relación de esfuerzo de fluencia equibiaxial de compresión inicial entre el esfuerzo compresivo uniaxial de fluencia inicial ( $\sigma_{b0}/\sigma_{c0}$ ) con valores cercanos a 1.16; y el valor de la relación del segundo esfuerzo invariante en el meridiano de tensión al esfuerzo invariante en el meridiano de compresión ( $K_c$ ) con valor recomendado de 2/3 [102].

El programa ABAQUS contempla la inserción de los valores de compresión en forma tabular de esfuerzo-deformación existente en el rango plástico. En los criterios que se establecen para el rango de tensiones se hace uso de inserción por medio tabular de los esfuerzos de tensión con respecto a su deformación; aunque, es posible insertar un valor máximo de esfuerzo de tensión con su correspondiente energía de fractura del material. Estos datos de rigidez son proporcionados por el usuario pueden tener dependencia de la temperatura en el material.

### **3.3 DATOS PARA SIMULACIÓN: INVESTIGACIONES PREVIAS**

#### **3.3.1 Modelación analítica de muros de concreto ligero.**

Se realizó un programa experimental para investigar las propiedades de muretes de mampostería, enfocándose en la reducción de la resistencia a la compresión y al comportamiento térmico a 20°C, 200°C, 400°C, 600°C, 700°C y 800°C. La investigación se hizo en base a códigos europeos, también se hicieron pruebas de compresión en los mismos rangos de temperatura para bloques y pruebas de tensión a morteros [50, 121].

##### **3.3.1.1 Materiales y especímenes**

Para la conformación de los morteros utilizados se siguieron los lineamientos dados por la BS 12 [125] y BS EN 197-1 [126] para el cemento; para la cal BS EN 459-1

[127] siendo una cal hidratada (CL-90); y para la arena natural la BS 882 [128]. En la preparación del mortero la mezcla de cemento, cal hidratada y arena tuvo una proporción de 1:1:5 por volumen y una proporción de agua/cemento de 1.7 [29, 129], siendo esta una proporción común en la construcción de muros de bloques de concreto.

Las unidades de bloques sólido fueron de concreto ligero con resistencia nominal de  $74 \text{ kg/cm}^2$  y dimensiones  $440 \times 215 \times 100 \text{ mm}$  siguiendo el estándar BS EN 771-3 [130]. En lo referente a la geometría de los muretes estos constaban de tres líneas unidos por medio de mortero con espesor de 10 mm como se observa en la Figura 33.

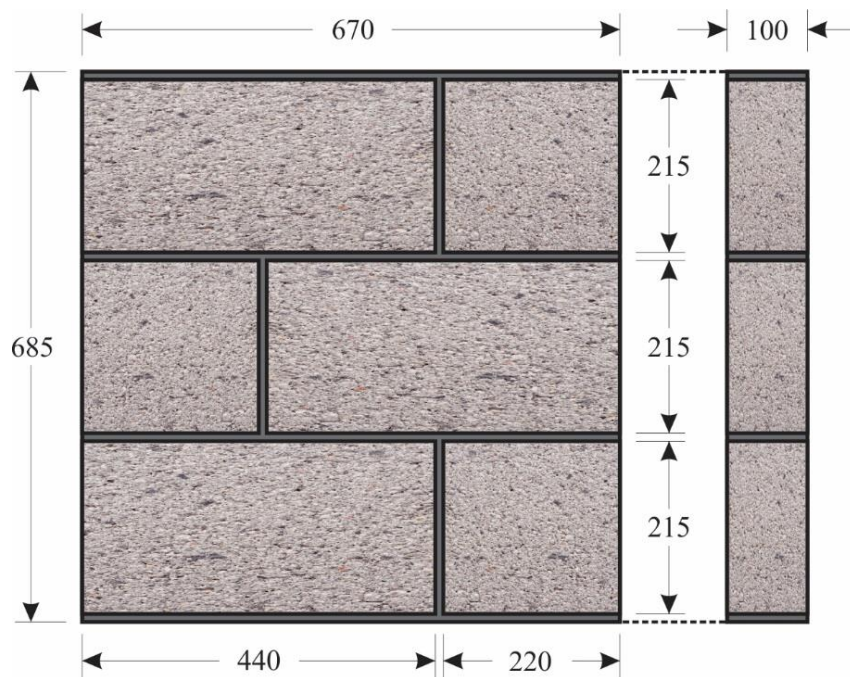


Figura 33. Esquemático de murete de bloques de concreto ligero (mm).

### 3.3.1.2 Equipamiento

Se construyó un equipo de prueba formado por un marco de carga, un sistema de medición (LVDT) y un horno eléctrico rectangular DaVinci de tres paneles con capacidades hasta los  $1100^\circ\text{C}$  y velocidad de  $10^\circ\text{C}/\text{min}$ . Las temperaturas, fuerzas y deformaciones fueron medidas utilizando un adquisidor de datos. Para el sistema de carga se utilizó un gato hidráulico de 100 kN sujeto a un marco de carga de acero y una celda de carga para lectura. Además se hizo uso de termopares tipo K embebidos y superficiales en los muretes y horno.

### 3.3.1.3 Desarrollo de la prueba experimental

Se probaron tres muretes para cada temperatura objetivo y se determinaron las características compresivas. Los muretes fueron colocados en los muretes y se elevó la temperatura a una tasa de 600°C/hora hasta alcanzar la temperatura de prueba en todo el espécimen en un equilibrio térmico, después de lo cual se sometió a una carga con una razón de 10 kN/m hasta llegar a la falla. El procedimiento de los muretes fue semejante para las piezas de bloques individuales.

El régimen de carga utilizado es el de estado estable donde el espécimen es calentado hasta alcanzar una temperatura uniforme y luego siendo cargados hasta la falla del cual es posible obtener mayores valores de resistencia, ya que en un régimen de estado transitorio la temperatura tiene una influencia más severa en miembros cargados previamente [50, 131].

Los especímenes de las pruebas de mortero fueron calentados con la misma tasa que los muretes y bloques en un horno hasta alcanzar la temperatura objetivo y luego extraído del horno para colocarlo en la máquina que simula la carga de tensión a una velocidad de carga de acuerdo a la norma ASTM C307 [132] de 5 mm/min.

### 3.3.1.4 Resultados experimentales

En la etapa de calentamiento del espécimen se midieron las temperaturas en cinco puntos diversos, la Figura 34 muestra las temperaturas internas del muro de mampostería conforme pasa el tiempo de la prueba el cual era el mejor indicativo para observar el calentamiento hasta la temperatura estable. En la gráfica es posible distinguir un periodo de meseta en cada rango de temperatura, esto representado como una disminución de la pendiente alrededor de los 100°C. Este fenómeno se relaciona al cambio de estado (líquido a vapor) del contenido de agua en los materiales, esta transformación absorbe energía calorífica y por lo tanto interrumpe el escalonamiento de la temperatura. Se marca una diferencia de la longitud de la meseta en los muretes sometidos a 200°C del cual se puede deber a ser las primeras pruebas y por lo tanto, tener un mayor contenido de agua que en los especímenes posteriores[121].



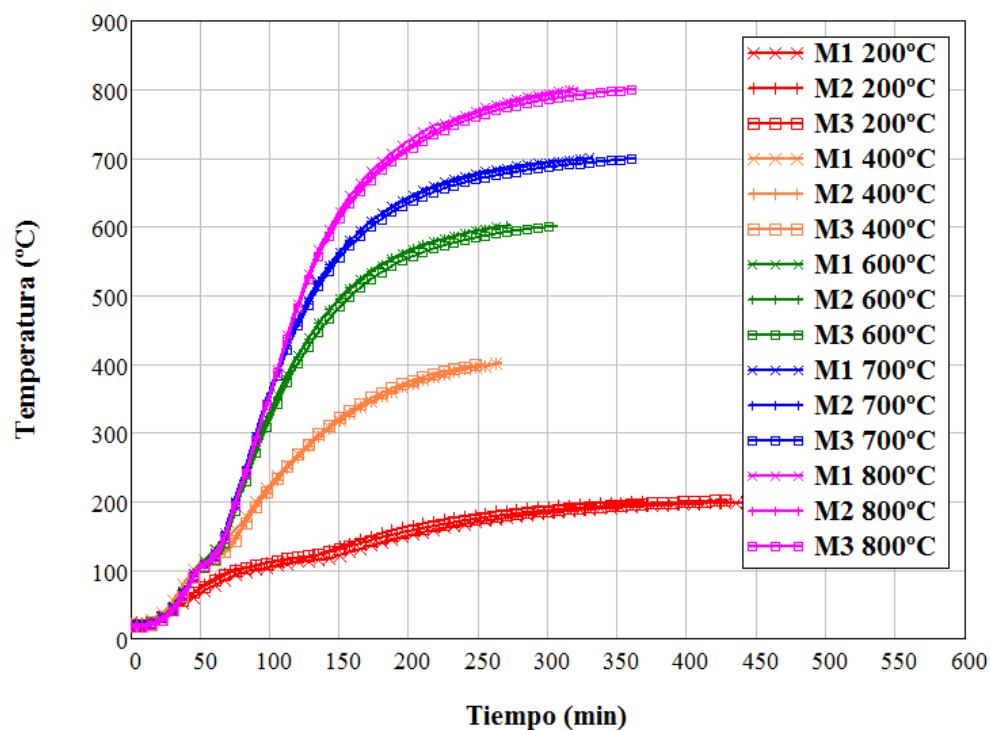


Figura 34. Desarrollo de temperatura en muretes de mampostería durante la prueba [121].

Las relaciones de esfuerzo-deformación de los muretes de mampostería se observan en la Figura 35. Las relaciones de temperatura ambiental y de 200°C son muy semejantes, mostrando una reducción a la resistencia menor al 2% de la original, después de lo cual los demás rangos muestran ya una reducción de la resistencia más marcada hasta llegar a valores del 17% de la original a los 800°C (ver Figura 37). Además es posible observar la reducción en el módulo elástico donde este valor se redujo a valores menores del 60% después de los 400°C hasta culminar con un 6% en la temperatura máxima (ver Figura 38).

Los bloques de concreto ligero también obtuvieron gráficos de esfuerzo-deformación los cuales se observan en la Figura 36. A diferencia de las relaciones de los muretes, los bloques no observaron una reducción común con respecto a las temperaturas de exposición, sino que después de una pérdida significativa a los 200°C en adelante hasta los 600°C tuvo una ganancia de resistencia, seguido de una pérdida hasta caer a un 35% de la resistencia original a los 800°C (ver Figura 37). No así en la rigidez elástica del

material marcada por el módulo de Young el cual en todo momento tuvo una reducción hasta llegar a un 10% de su rigidez elástica original en los 800°C (ver Figura 38).

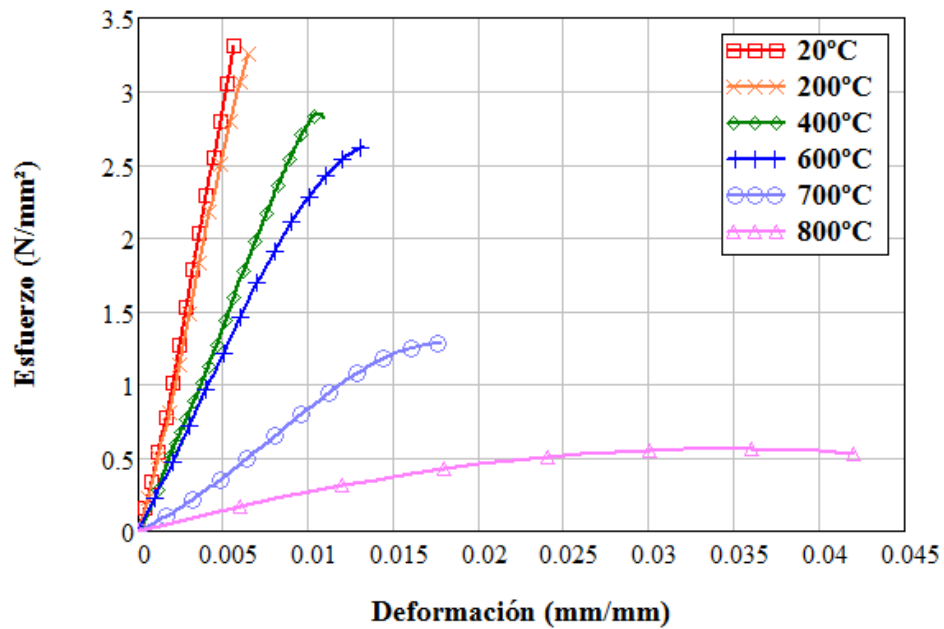


Figura 35. Relación compresiva de esfuerzo-deformación promedio de muretes sometidos a fuego [121].

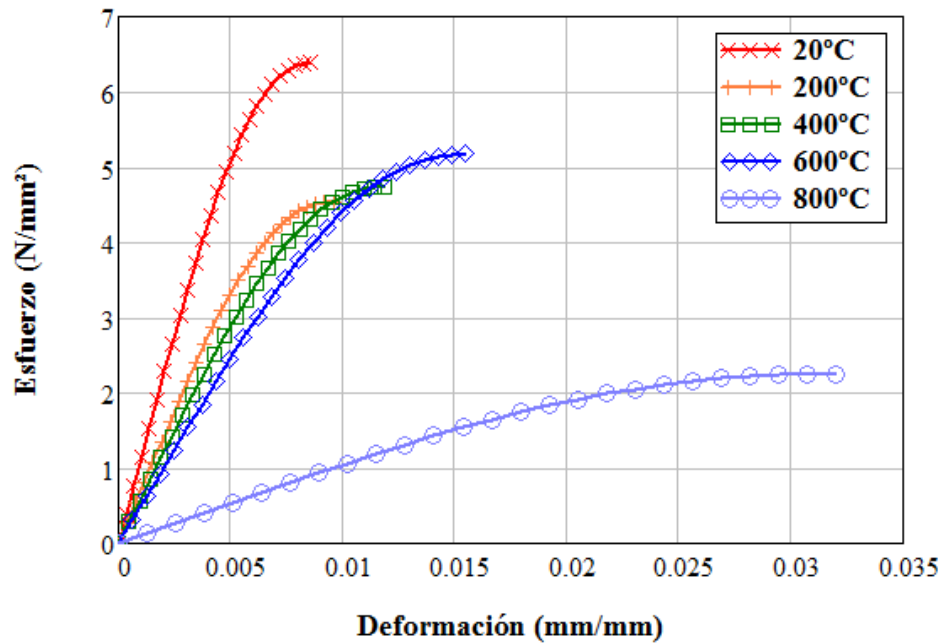


Figura 36. Relación compresiva esfuerzo-deformación promedio de bloques sometidos a fuego [50].

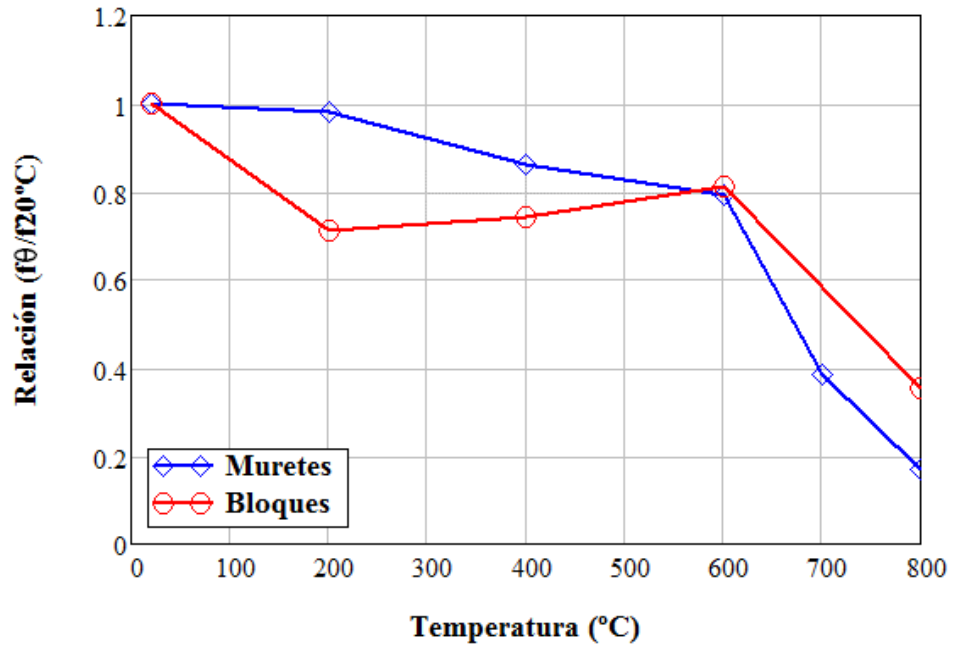


Figura 37. Resistencia a la compresión reducida para muretes de mampostería y bloques de concreto ligero sometidos a fuego [121].

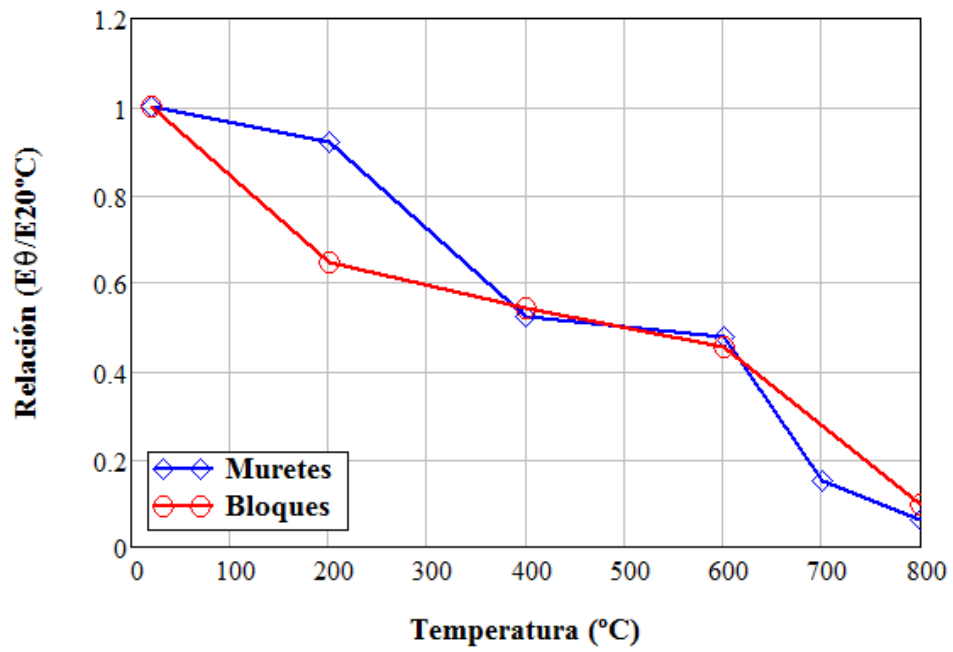


Figura 38. Reducción del módulo elástico para muretes de mampostería y bloques de concreto ligero sometidos a fuego [50].

### 3.3.1.5 Datos para simulación térmica

Las pruebas experimentales no obtuvieron todos los parámetros necesarios para una simulación térmica en cuanto a sus propiedades para realizar un análisis térmico, sin embargo proponen valores de acuerdo a estudios paramétricos en la modelación térmica de los materiales [50].

De acuerdo a los valores necesario para la aplicación de las fórmulas de transferencia de calor de radiación, convección y conducción.

Las variables referentes a la transferencia por radiación se especifican como una condición de interacción sobre las superficies del elemento modelado. La interacción requiere de valores de temperatura ambiental y emisividad de acuerdo al material. En el caso del concreto se establece un valor de emisividad de 0.7 [65]. La constante de Stefan-Boltzmann y el valor del cero absoluto se introducen como constantes físicas en los atributos del modelo ( $5.67 \times 10^{-8} \text{ W/m}^2\text{K}^4$ ) [124].

El modelo de convección es introducido como condiciones de filme sobre una superficie del elemento que es el equivalente al coeficiente de transferencia de calor por convección, el valor de estos coeficientes son de  $25 \text{ W/m}^2\text{K}$  para condición de exposición y  $4 \text{ W/m}^2\text{K}$  para caras no expuestas [65]. Se especifica una temperatura del fluido cercano a la superficie y la temperatura del sólido al inicio del análisis se establece como un campo de temperatura predefinido.

En las condiciones que se establecen sobre las superficies del elemento este gana calor cuando la temperatura del fluido es mayor que la del sólido o pierde calor cuando el sólido tiene mayor temperatura que el fluido [124].

La conducción es el único modo de transporte de calor interno de los elementos, se inserta como un coeficiente de conducción en las propiedades del material de manera tabular. Los valores utilizados dependieron del tipo de material y la temperatura interna, para el material de los bloques (concreto ligero) y para el mortero se usó la recomendación de la norma EN1994-1-2 [80], estos valores se muestran en la Tabla 2.

El calor específico es una propiedad de los materiales que indica la cantidad de energía calorífica necesaria para aumentar una unidad de temperatura en una unidad de masa, estos valores para el caso del concreto ligero [50] y para el mortero varía dependiendo de la temperatura, para el mortero fueron tomados de la norma EN1994-1-2 [80] y se muestran en la Tabla 3.

Tabla 2. Valores de conductividad térmica para análisis térmico para muros de concreto ligero [50, 80].

Temperatura (°C)	Conductividad (W/m-K)	
	Concreto Ligero	Mortero
20	0.33	2.9
200	0.33	2.9
400	0.33	1.4
600	0.33	1.4
700	0.32	1.4
800	0.32	1.4

Tabla 3. Valores de calor específico para análisis térmico para muros de concreto ligero [80].

Temperatura (°C)	Calor específico (W/m-K)	
	Concreto Ligero	Mortero
20	660	8000
200	660	7700
400	700	5000
600	700	4000
700	750	4000
800	750	4000

La expansión térmica es tomada de los valores propuestos en la EN1996-1-1[82] de  $9.0 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$  para el concreto ligero y de  $10.0 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$  para los morteros [2]; sin embargo de lo propuesto anteriormente, en la norma EN1996-1-2 [29] de manera anexa menciona que no todas las unidades de mampostería se expanden con el calentamiento y que para concretos de agregados ligeros puede incluso ocurrir contracción. Otro parámetro importante a incorporar al modelo es la condición del calor latente que funciona como liberador de energía alrededor de los  $100^{\circ}\text{C}$  el cual simula un comportamiento tipo meseta en las curvas de respuesta de temperatura. De estudios paramétricos se utilizaron valores de  $48000 \text{ j/kg-K}$  para el concreto ligero y de  $89000 \text{ j/kg-K}$  para el mortero [50].

### 3.3.1.6 Datos para simulación estructural

Los parámetros para el modelo de PCD se resumen en la Tabla 4, al especificar las características del material; estos toman valores estables recomendados para el modelo y se toma en cuenta la variabilidad del módulo elástico dependiente de la temperatura de exposición de los valores obtenidos experimentalmente [50]. En cuanto a la definición de la etapa post-agrietamiento por tensión al no contar con valores específicos se procedió a utilizar la energía de fractura recomendada para cada tipo de material y el esfuerzo de falla asumiendo una pérdida lineal de la resistencia después del agrietamiento [106, 133].

Los parámetros del modelo son:  $\psi$ , es el ángulo de dilatación en el plano  $p-q$  a altas presiones de confinamiento;  $\epsilon$ , se refiere a la excentricidad potencial de flujo; este es un número pequeño positivo que define la razón a la cual el flujo potencial hiperbólico se acerca a su asíntota;  $f_{b0}/f_c$ , relación inicial de esfuerzo de fluencia compresivo equibiaxial y  $K_c$ , relación del segundo esfuerzo invariante sobre el meridiano de tensión.

Tabla 4. Parámetros del modelo PCD para simulación estructural de nuros de concreto ligero.

Material	Mortero	Material	Concreto ligero
<b>Elasticidad</b>		<b>Elasticidad</b>	
$\nu$	0.19	$\nu$	0.19
<i>Temperatura (°C)</i>	<i>E (N/mm<sup>2</sup>)</i>	<i>Temperatura (°C)</i>	<i>E (N/mm<sup>2</sup>)</i>
20	463.5	20	1236.0
200	256.8	200	811.8
400	108.8	400	664.7
600	50.51	600	579.9
800	8.352	800	121.0
<b>Parámetros del modelo PCD</b>		<b>Parámetros del modelo PCD</b>	
$\psi$	20	$\psi$	20
$\epsilon$	0.1	$\epsilon$	0.1
$f=f_{b0}/f_c$	1.166	$f=f_{b0}/f_c$	1.166
$K_c$	0.667	$K_c$	0.667
<b>Endurecimiento compresivo</b>		<b>Endurecimiento compresivo</b>	
Valores de compresión tabular		Valores de compresión tabular	
<b>Daño compresivo</b>		<b>Daño compresivo</b>	
Valores de daño tabular		Valores de daño tabular	
<b>Comportamiento en tensión</b>		<b>Comportamiento en tensión</b>	
Energía de fractura (N/m)	48	Energía de fractura (N/m)	50

Los valores tabulares del comportamiento compresivo para los materiales de concreto ligero en la etapa inelástica se observan en la Figura 39 y para el mortero en la Figura 40; cada uno en función de la temperatura [28, 50].

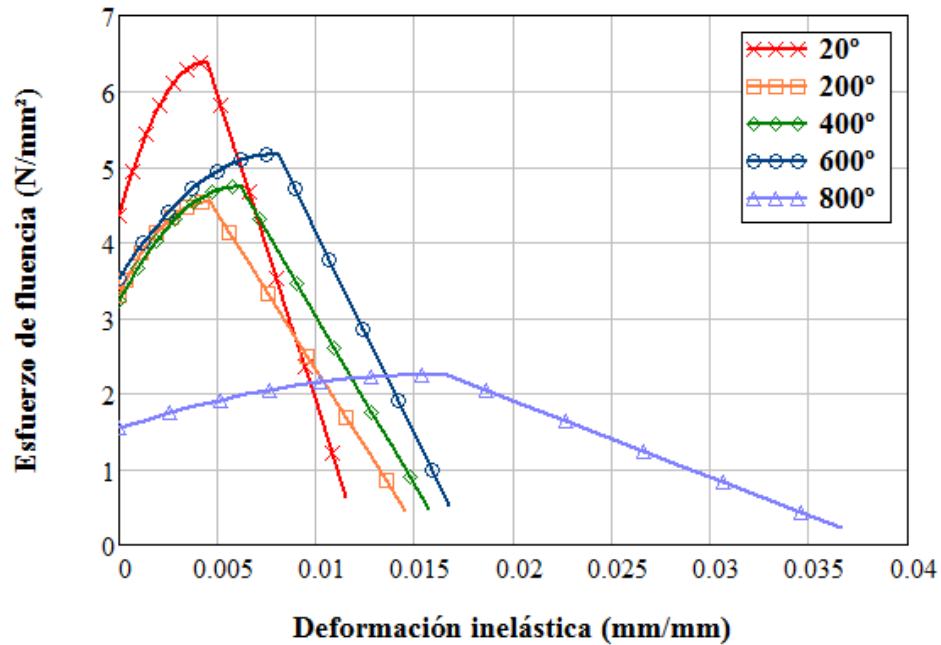


Figura 39. Comportamiento compresivo en rango plástico de concreto ligero [50].

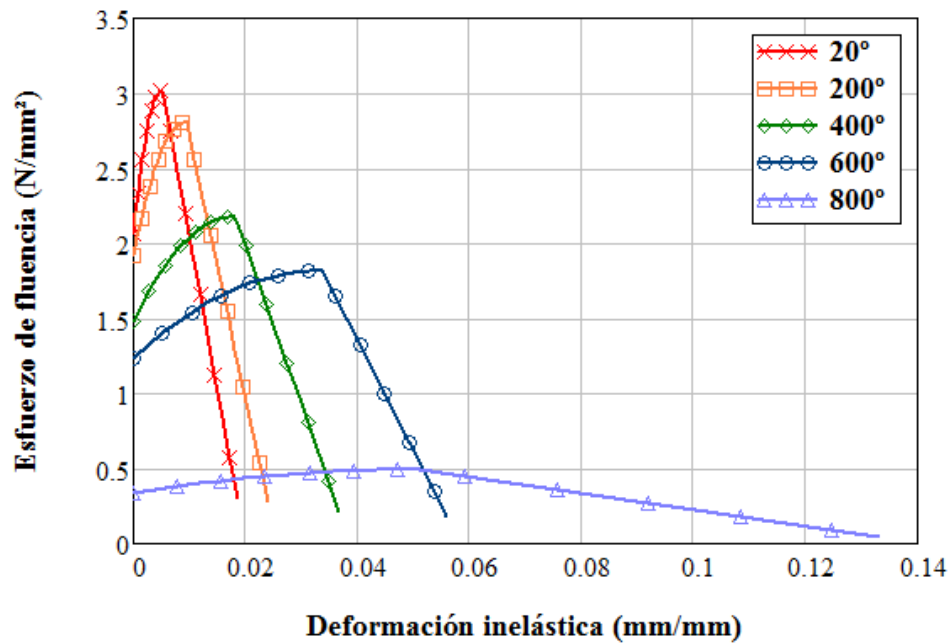


Figura 40. Comportamiento compresivo en rango plástico de mortero para muro de concreto ligero [50].

En la incorporación de daño en el modelo de PCD se utilizan valores que comienzan con 1.0 significando sin daño en el esfuerzo plástico máximo, hasta de 0.1 linealmente al esfuerzo de falla [104].

### 3.3.2 Modelación analítica de muros de concreto

Se realizaron dos pruebas de muros de escala mediana en la Universidad de Ulster [3] con diferentes niveles de carga inicial al 50% y 100% de la carga última de diseño. Estos muros fueron construidos con dimensiones de 430x1330x50mm. Las unidades de mampostería se fabricaron con un concreto normal unidas por un mortero convencional.

#### 3.3.2.1 Materiales

El concreto normal que se utilizó tuvo una resistencia a la compresión de 20 N/mm<sup>2</sup> y una resistencia al a tensión de 2.0 N/mm<sup>2</sup> con una relación de Poisson de 0.17. El mortero que se utilizó tiene una proporción 1:3 usando cemento Portland con una resistencia compresiva de 10 N/mm<sup>2</sup> y a la tensión de 1.0 N/mm<sup>2</sup> con una relación de Poisson de 0.20.

#### 3.3.2.2 Equipamiento

La base del muro fue construida sobre una placa de acero, así en la parte superior del muro donde las cargas axiales fueron aplicadas de manera uniforme utilizando otra placa de acero. La carga axial se mantuvo constante por medio de un sistema hidráulico y un monitoreo utilizando celdas de carga.

Las deformaciones laterales fueron medidas por medio de transductores de desplazamiento (LVDT), registrando desplazamientos en los puntos de apoyo inferior y superior; además se midieron tres puntos intermedios colocados separados uniformemente (ver Figura 41.a).

Las temperaturas fueron medidas por medio de termopares colocados en dos arreglos con 5 elementos por cada uno localizados en cada tercio vertical del muro, ubicados en los extremos superficiales de la sección y al centro, los dos restantes se ubican a 1/6 del espesor del muro de los extremos (ver Figura 41.b).



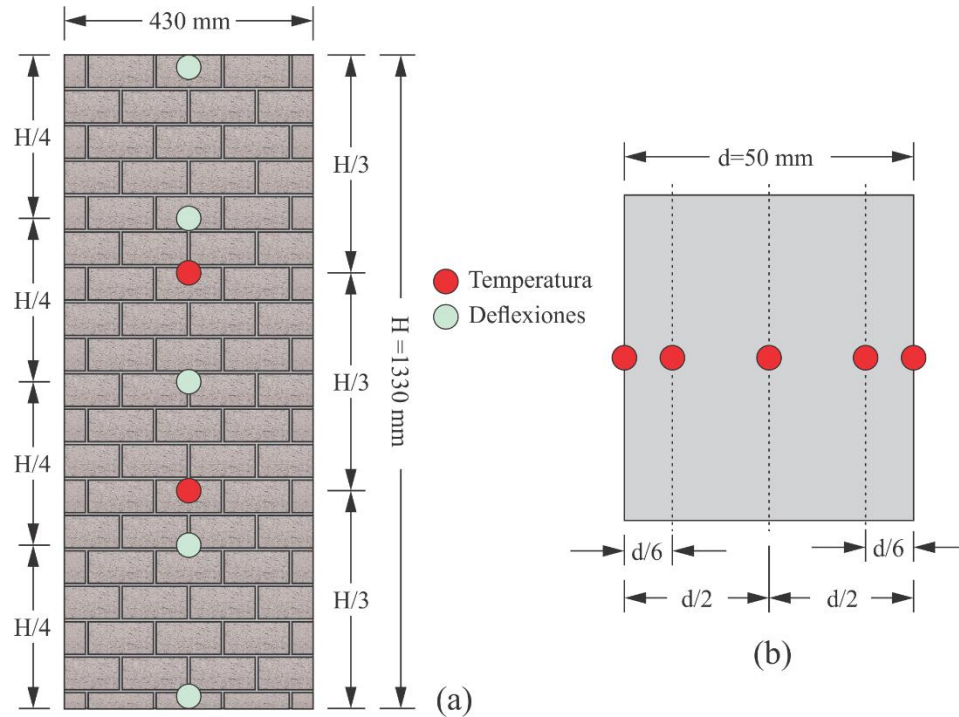


Figura 41. Esquemático de muro de concreto normal. (a) Posiciones de medición superficiales y (b) posición de termopares en la sección transversal del muro [70].

### 3.3.2.3 Desarrollo de la prueba experimental

Se construyeron dos muros de prueba de igual dimensión sobre los cuales fueron sometidos al 50% y 100% de la carga resistente calculada para el muro teniendo una carga de 50 kN (2.325 N/mm<sup>2</sup>) y 100 kN (4.65 N/mm<sup>2</sup>) respectivamente la cual fue distribuida a través de una placa de acero. La temperatura aplicada en una de las caras de los especímenes difiere de la curva estándar ISO 834 [6] siendo en comparación significativamente mayores después de los 8 minutos aproximadamente hasta llegar a una diferencia de 170°C a los 60 minutos de exposición (ver Figura 42)

Los especímenes fueron sometidos primeramente a la carga axial y una vez alcanzado el nivel deseado, entonces se procedió a la aplicación de temperatura en una sola cara. Los niveles de deflexión y de temperatura fueron medidos simultáneamente durante las pruebas.

Este procedimiento de prueba en el que se somete el elemento a una carga antes del calentamiento difieren significativas de aquellos que son calentados sin sostener una

carga; donde generalmente se muestran mayores niveles de resistencia y elasticidad para especímenes con carga mecánica inicial [50, 131].

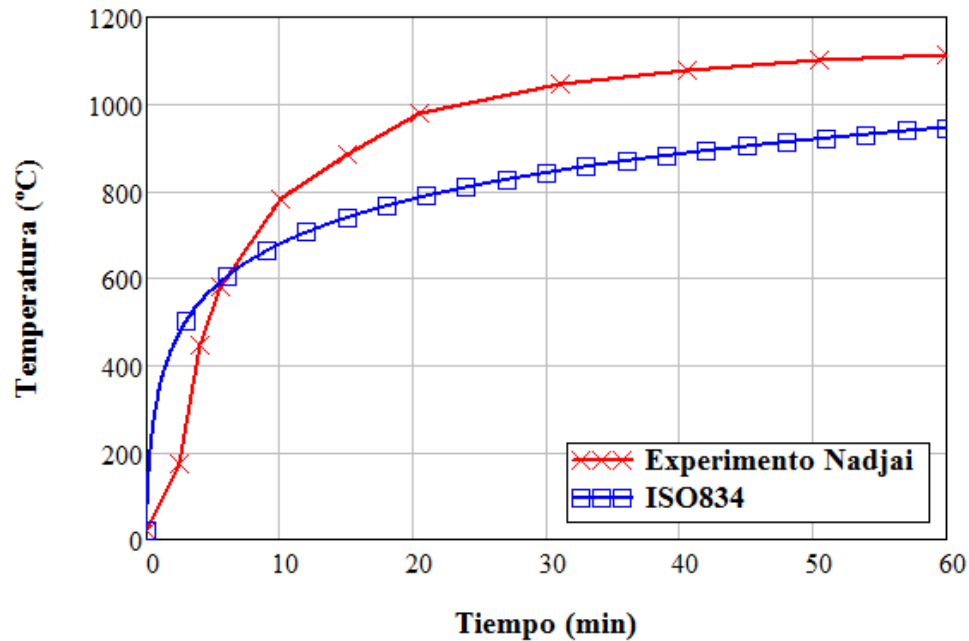


Figura 42. Comparativo de curvas de temperatura aplicada experimentalmente y la curva estándar ISO 834 [6, 70].

#### 3.3.2.4 Resultados experimentales

La prueba hecha al muro de concreto con un 50% de la resistencia nominal (MC1) tuvo una duración de 28 min, siendo este el punto de colapso en una inclinación hacia el fuego. Las deformaciones que se presentaron se observan en la Figura 43.

La deformación de colapso se presentó debido al pandeo del muro, de acuerdo a varios autores esta tiende a ocurrir cuando la deformación central es cercana al 90% del espesor del muro [94, 134]. La falla se presentó a una deformación de 42.5 mm (85% del espesor de muro). Las grandes deflexiones crearon esfuerzos de tensión en la cara expuesta al fuego, los cuales produjeron grietas horizontales en las juntas de mortero seguidos por un colapso estructural inmediato [70].

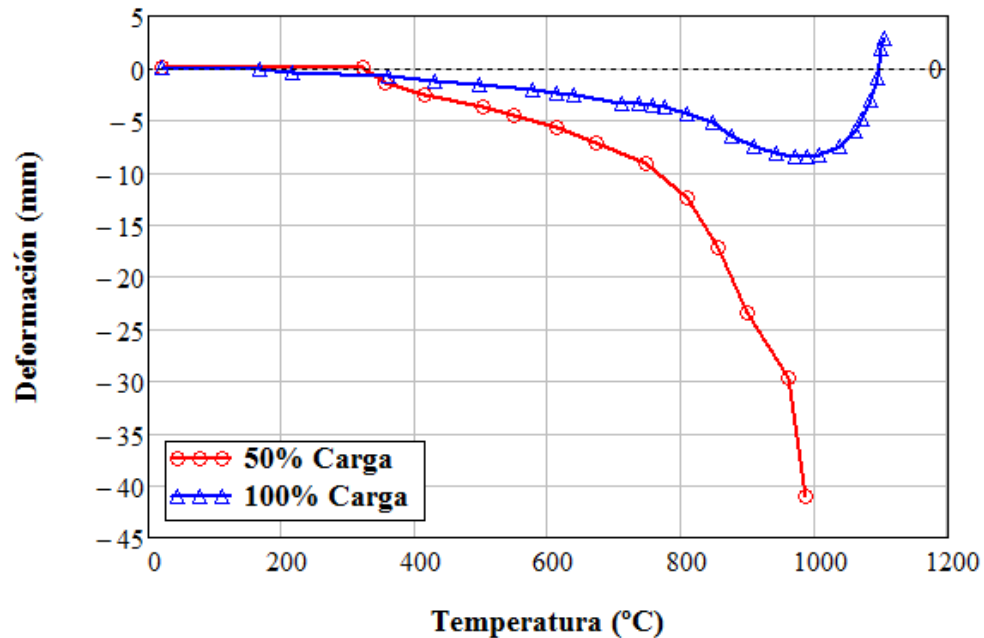


Figura 43. Deflexión central experimental en muro MC1 (50% de carga) y MC2 (100% de carga) [70].

El segundo muro de concreto (MC2) al ser sometido a una carga axial mayor (100% de la carga última de diseño) muestra una significativa diferencia en el comportamiento y resistencia al ser expuesto al fuego. El muro MC2 la resistencia al fuego fue de 60.5 min, punto en el cual el colapso estructural se dio en dirección alejándose del fuego, en contraste a lo sucedido con el MC1. Se observa que en los estados iniciales de calentamiento la deflexión horizontal se dio en dirección del fuego como era de esperarse, después de lo cual a una deformación de -8.5 mm a una temperatura de exposición de 992°C, los valores comienzan a invertirse alejándose del fuego hasta llegar una deflexión pequeña de 2.87 mm en la que se generó el colapso estructural.

El fenómeno que se presentó llamado inclinación térmica revertida ocurre cuando la degradación de las propiedades del material expuesto domina la respuesta, creando así, una excentricidad de carga [21, 56]. En esta prueba la magnitud de la carga aplicada al ser significativamente mayor limitó la presencia de grandes deformaciones térmicas que pudieran propiciar comportamiento geométrico no lineal como se observó en el MC1 [70].

### 3.3.2.5 Datos para simulación térmica

Los datos térmicos de esta investigación no son descritos de manera que la información requerida para el análisis térmico es obtenida de datos generales que se encuentran en reglamentos [29, 65], investigaciones previas [133] y estudios paramétricos desarrollados en esta investigación.

Los valores de conductividad dependientes de la temperatura fueron tomados en base a las propuestas por el estándar EN1992-1-2 [65] para el concreto normal y fueron ajustados para obtener los perfiles de temperatura que se presentaron experimentalmente (ver Tabla 5).

*Tabla 5. Valores de conductividad para análisis térmico de muros de concreto normal.*

Temperatura (°C)	Conductividad (W/m-K)	
	Concreto Normal	Mortero
20	0.800	1.186
100	0.738	1.094
200	0.666	0.988
300	0.602	0.893
400	0.544	0.807
500	0.494	0.732
600	0.450	0.667
700	0.412	0.611
800	0.382	0.567
900	0.359	0.532
1000	0.342	0.507
1100	0.332	0.493
1200	0.329	0.488

El calor específico como parámetro que rige la cantidad de calor para que los materiales se calienten, determinando la velocidad con la que el calor se transmite a través de la sección del muro se ajustó a los valores recomendados para concretos normales con y utilizando valores para los morteros característicos con dependencia de la temperatura [29, 65] (ver Tabla 6).

Tabla 6. Valores de calor específico para análisis térmico de muros de concreto normal.

Temperatura (°C)	Calor específico (W/m-K)	
	Concreto Normal	Mortero
20	900	8000
200	1000	7700
400	1100	5000
600	1100	4000
700	1100	4000
800	1100	4000
1200	1100	4000

Uno de los parámetros térmicos más importantes que se detectaron durante el estudio fue la expansión térmica la cual determina el comportamiento de la deflexión central del muro, debido a esto se llevó a cabo un estudio paramétrico de este valor con el fin de ajustar el comportamiento analítico con el experimental para su validación comenzando con los valores permisibles en el rango propuesto por el estándar EN1996-1-2 [29] para los materiales utilizados en muros de mampostería.

### 3.3.2.6 Datos para simulación estructural

El estudio experimental realizado no presenta información sobre los valores de resistencia de los materiales utilizados con dependencia en la temperatura de exposición, presentando solo los valores de resistencia inicial para el concreto normal utilizado en los bloques y mortero.

Los valores de resistencia con dependencia a la temperatura fueron tomados de las recomendaciones de comportamiento de las curvas de esfuerzo-deformación para materiales a base de concreto los cuales sugieren una disminución en la resistencia a la compresión y módulo elástico de los materiales en base a los valores iniciales a temperatura ambiental que se muestran en la Tabla 7 [65].

El comportamiento a tensión es aplicado en este modelo utilizando la energía de fractura como una recomendación para situaciones en el concreto no tiene reforzamiento y evitar sensibilidades de mallado [107]; los valores adoptados fueron seleccionados de resultados de investigaciones previas para los materiales utilizados [133].

Tabla 7. Propiedades de los materiales de los muros de mampostería de concreto normal [70].

Propiedades del material a 20°C	Bloque	Mortero
Resistencia a la compresión $f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	20.0	10.0
Resistencia a la tensión $f_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	2.0	1.0
Deformación última	0.0023	0.004
Deformación de falla	0.005	0.009
Relación de Poisson	0.17	0.20

Los valores de los parámetros para el modelo de PCD para la simulación de muro de concreto normal se expone en la Tabla 8 y fueron tomados de recomendaciones para el tipo de material de acuerdo a diferentes autores [111, 135, 136] y que ayudan al modelo de PCD a converger en soluciones en los incrementos de tiempo y aplicación de carga.

Tabla 8. Parámetros del modelo PCD para simulación estructural de muros de concreto normal.

Material	Mortero	Material	Concreto Normal
<b>Elasticidad</b>		<b>Elasticidad</b>	
$\nu$	0.2	$\nu$	0.17
Temperatura (°C)	$E$ (N/mm <sup>2</sup> )	Temperatura (°C)	$E$ (N/mm <sup>2</sup> )
20	3724.3	20	12953.9
100	2327.7	100	8052.4
200	1608.2	200	5549.9
400	698.3	400	2428.9
600	167.6	600	582.9
800	55.9	800	194.3
1000	14.9	1000	51.8
1100	3.7	1100	13.0
<b>Parámetros del modelo PCD</b>		<b>Parámetros del modelo PCD</b>	
$\psi$	32	$\psi$	32
$\epsilon$	0.1	$\epsilon$	0.1
$f=f_{b0}/f_c$	1.1	$f=f_{b0}/f_c$	1.1
$K_c$	0.667	$K_c$	0.667
<b>Endurecimiento compresivo</b>		<b>Endurecimiento compresivo</b>	
Valores de compresión tabular		Valores de compresión tabular	
<b>Daño compresivo</b>		<b>Daño compresivo</b>	
Valores de daño tabular		Valores de daño tabular	
<b>Comportamiento en tensión</b>		<b>Comportamiento en tensión</b>	
Energía de fractura (N/m)	45	Energía de fractura (N/m)	90

Los valores tabulares del comportamiento compresivo y de endurecimiento en el rango plástico que son insertados en el modelo de simulación se grafican para el concreto normal en la Figura 44 y para el mortero en la Figura 45.

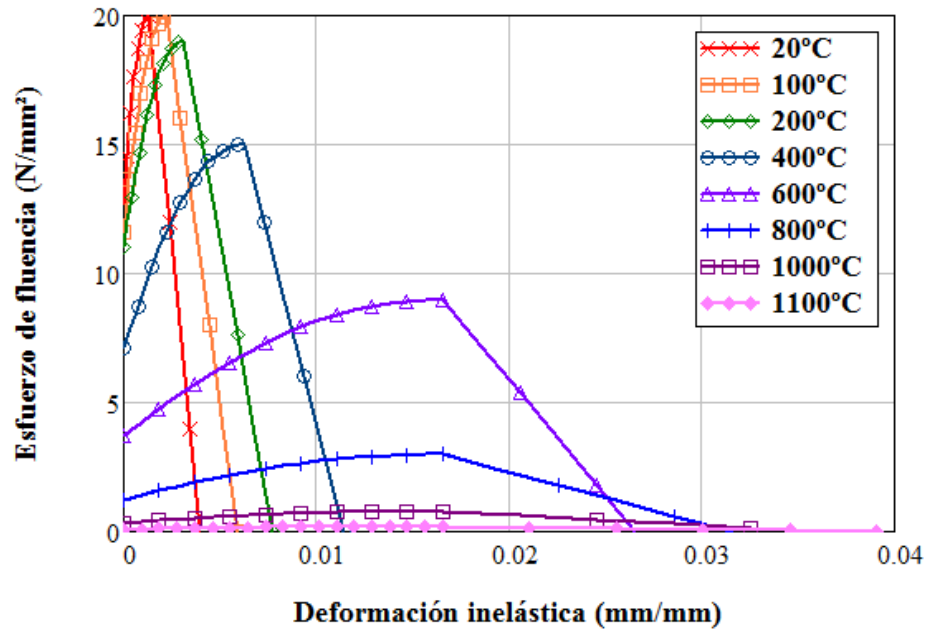


Figura 44. Comportamiento compresivo en el rango plástico de concreto normal.

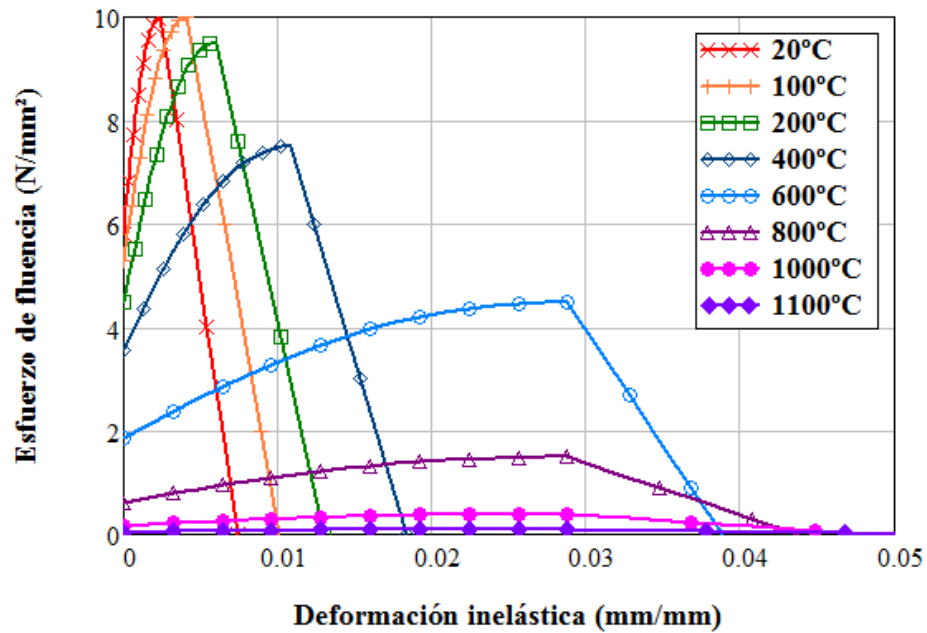


Figura 45. Comportamiento compresivo en el rango plástico de mortero para muro de concreto normal.

### 3.4 MODELACIÓN ANALÍTICA POR EL MEF

#### 3.4.1 Tipo de elementos y malla

En la modelación de las unidades mampostería y morteros se utilizaron elementos continuos tridimensionales con ocho nodos que admite grados de libertad de desplazamiento en tres direcciones y un grado de libertad de temperatura (ver Figura 46). El tipo de análisis realizado requería un tipo de elemento que acoplara desplazamientos y temperaturas, por lo tanto, se seleccionó el elemento denominado por el programa computacional ABAQUS con la nomenclatura C3D8T [102].

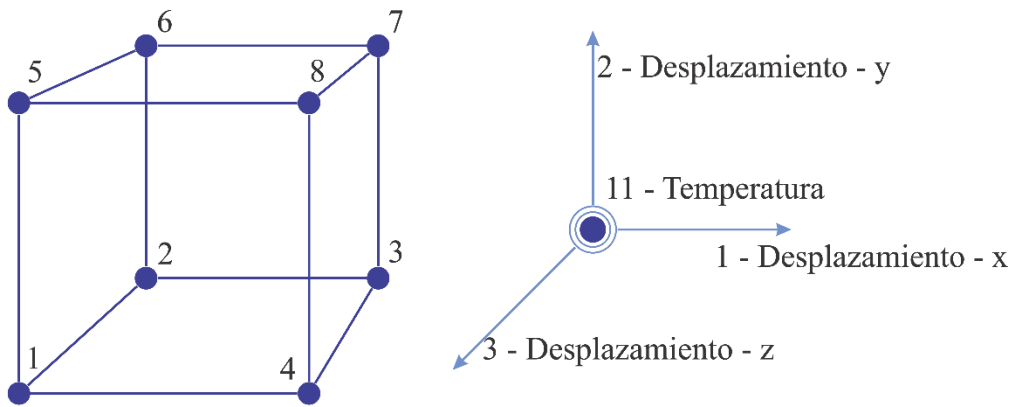


Figura 46. Elemento tridimensional de 8 nodos y convención de grados libertad.

Las dimensiones del malla para ambos tipos de muro tienen una relación de aspecto aproximada de 1:1:1. La dimensiones en bloques de este elemento es de 10x10x10mm y en morteros existe una variabilidad de acuerdo al ajuste a las dimensiones del espesor del mortero.

#### 3.4.2 Modelación geométrica

Los bloques de mampostería en ambos modelos son piezas solidas de concreto y que fueron dimensionados de acuerdo a las utilizadas en las pruebas experimentales (ver Figura 47.a). Las dimensiones de los muros ensamblados siguieron las establecidas en la etapa experimental siendo consistentes en las escalas y unidades (ver Figura 47.b).



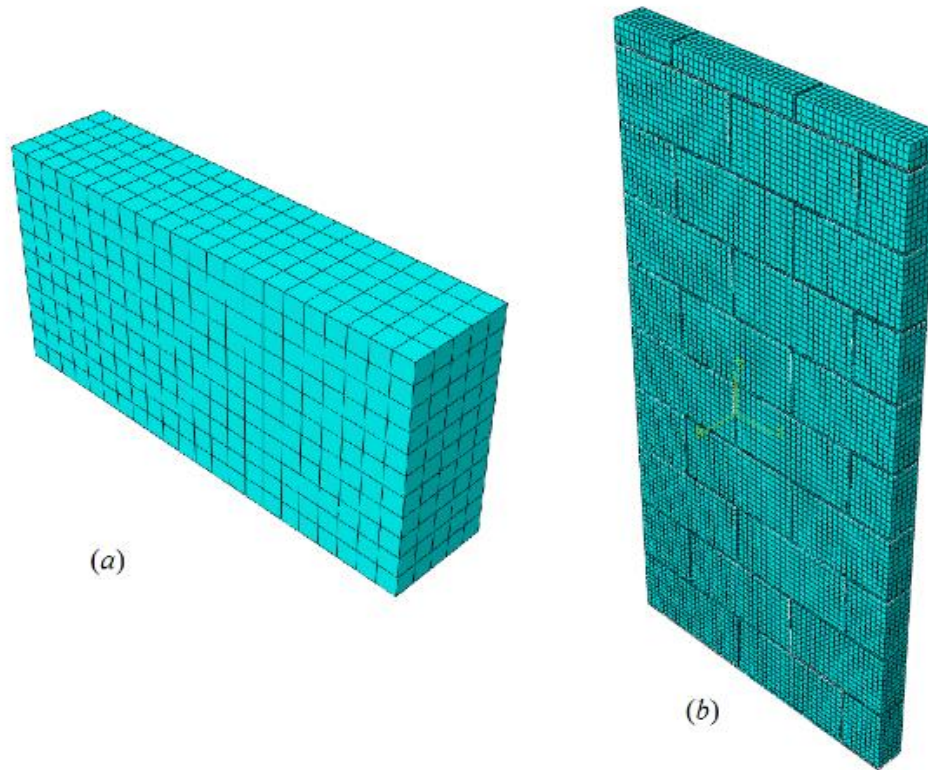


Figura 47. Bloque sólido y muro de mampostería modelado por el MEF.

### 3.4.3 Interacciones y restricciones

Las dimensiones del mallado del mortero fueron menores a las de los bloques debido a las condiciones de interacción que requiere ABAQUS entre dos superficies. Esta discretización de contacto de superficie a superficie considera la forma de las superficies ordenadas en jerarquía como esclava (slave) y maestra (master) en la región del contacto (ver Figura 48). La selección de la jerarquía es determinada por el material más rígido y el material que admitirá penetración por la superficie opuesta. La formulación de contacto superficie a superficie está dirigida principalmente para situaciones comunes en las que las direcciones normal de contacto son opuestas [104].

La restricción definida entre superficies de contacto utilizada es anudada (tie constraint), la cual liga ambas superficies durante todo el tiempo de la simulación y puede ser usada para análisis acoplados de desplazamiento-temperatura. Esta restricción limita los grados de libertad de la superficie esclava para tener el mismo movimiento y valor de

temperatura como el punto de la superficie maestra que se encuentre más cercano, eliminando así, los grados de libertad de los nodos de la superficie esclava donde estén restringidos [102].

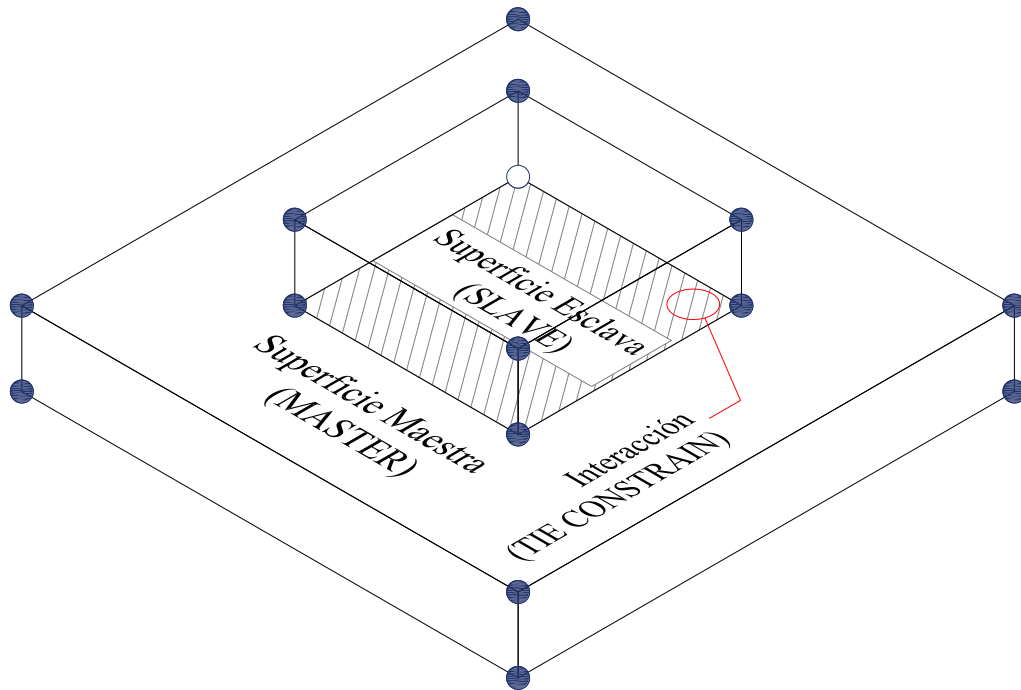


Figura 48. Interacción basada en superficies con restricción anudada (Tie Constraint) [102].

Las condiciones de frontera establecidas en los modelos analíticos tienen como principal función simular las condiciones existentes en las pruebas experimentales.

En la Figura 49 se observan las condiciones para los muros simulados en esta investigación. En la parte inferior de los muros al ser una zona de contacto con el firme del marco de carga se indicó el uso de una restricción vertical en ambos muros y se agregaron restricciones fuera del plano del muro.

En la parte superior en donde descansa la viga de distribución de carga las deformaciones verticales fueron permitidas y solo se restringieron los desplazamientos perpendiculares al plano del muro. Debido a la cantidad de elementos generados en el mallado en el muro de concreto ligero, se trazó un eje de simetría partiendo el muro en su mitad horizontal (ver Figura 49.a); este procedimiento requirió eliminar los grados de libertad de giros y desplazamientos normales en toda la cara del corte [63].

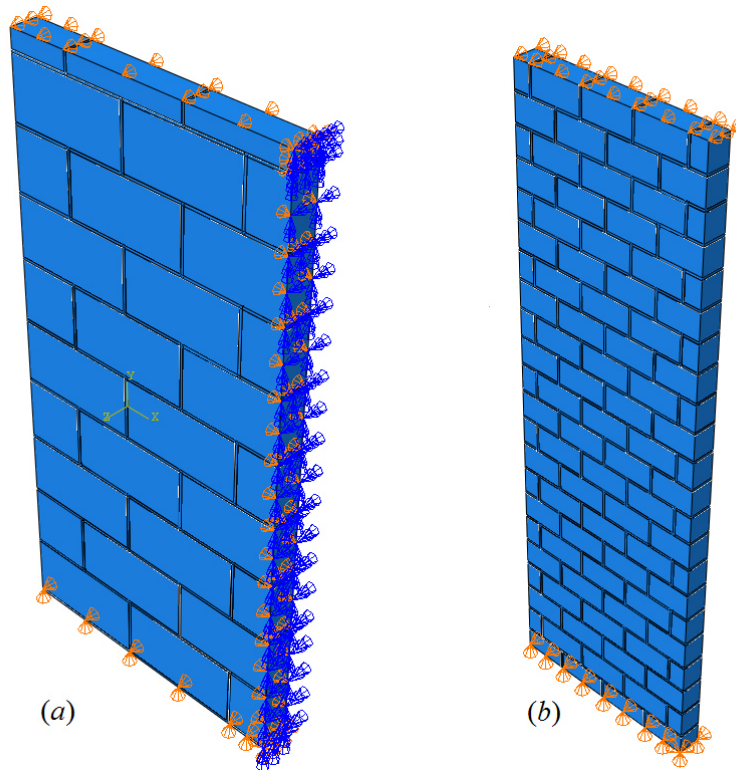


Figura 49. Condiciones de frontera en. (a) Muro de concreto ligero y (b) Muro de concreto normal.

#### 3.4.4 Procesos de simulación

El orden de la aplicación de cargas térmicas y mecánicas difirieron entre ambos tipos de simulación, mientras que al muro de concreto ligero se aplicó una carga térmica y le siguió una carga mecánica, lo opuesto se le caracterizó al muro de concreto normal.

En el proceso del concreto ligero se aplica un primer paso de carga de temperatura que sigue un calentamiento previsto por la curva estándar de temperatura ISO 834 hasta que se producen temperaturas en la cara de exposición alrededor de 800°C, después de lo cual se aplica una carga mecánica hasta que se produjeron fallas o problemas de convergencia en la solución (ver Figura 50).

En el muro de mampostería de concreto normal se sometió inicialmente a una carga mecánica hasta llegar a un estado estable de carga de un 50% y 100% de la carga nominal de diseño, le siguió un paso en el que se le aplicó una carga térmica hasta que la falla o problemas de convergencia se presentaron (Figura 50).

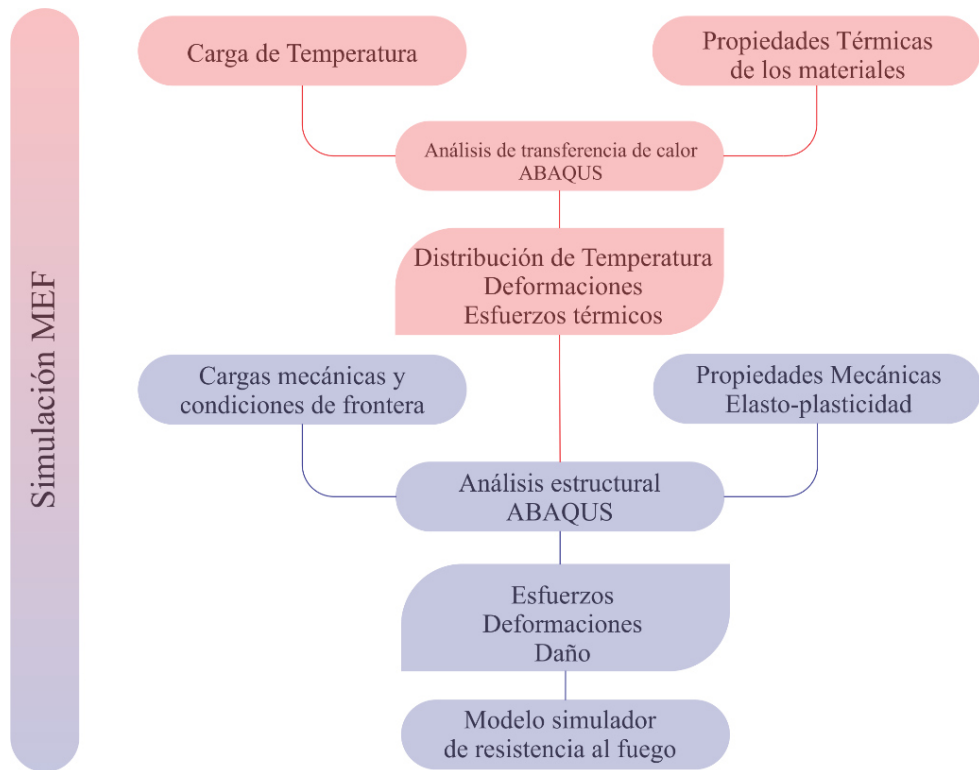


Figura 50. Proceso de simulación por el MEF para muro de concreto ligero.

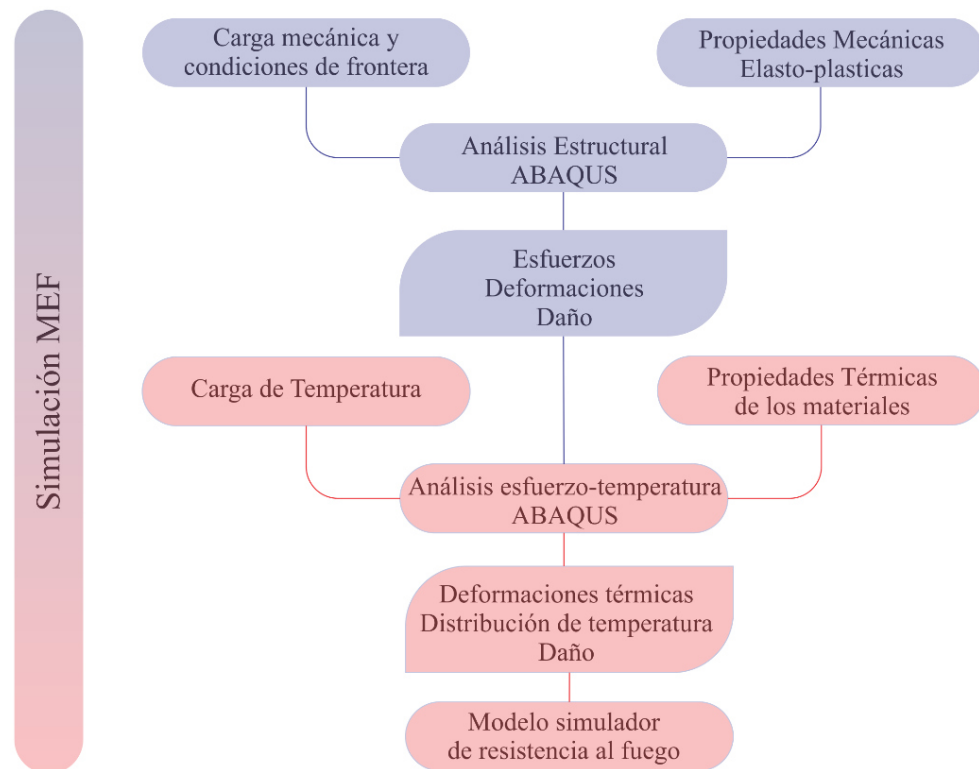


Figura 51. Proceso de simulación por el MEF para muro de concreto normal.

### **3.5 PARÁMETROS DE VALIDACIÓN**

El modelo propuesto para simular el comportamiento térmico y estructural de muros de mampostería sometido a altas temperaturas fue aplicado en ambos muros de pruebas experimentales con el fin de tener puntos de comparación de los resultados. Con el fin de dar validación al modelo se hicieron comparaciones con los resultados experimentales y además se observaron los lineamientos de los estándares internacionales.

### **3.6 CONCLUSIÓN**

Este capítulo presentó las bases de la investigación desde la percepción de la teoría que involucra los modelos analíticos para la simulación del comportamiento térmico-estructural de muros de mampostería. Los parámetros relevantes para cada modelo fueron expuestos.

Se expusieron dos investigaciones previas que son utilizadas como base para la validación del modelo presentado en esta investigación expresando los parámetros independientes de cada una de ellas necesarias para completar los modelos. Varios datos utilizados en el proceso de simulación, si bien no fueron extraídos de la experimentación por la falta de ellos, se hicieron realizaron estudios paramétricos e información pertinente de otros medios de investigación.

Se describe el proceso de modelación computacional, geometrías, restricciones y condiciones de carga, así como los procesos de simulación utilizados para simular satisfactoriamente las variables presentes en los modelos experimentales.

## **CAPÍTULO 4**

---

### **RESULTADOS Y DISCUSIÓN**

#### **4.1 INTRODUCCIÓN**

En este capítulo se presentarán los resultados de la modelación computacional por el MEF de muros de mampostería sometidos a altas temperaturas. Se presentarán en forma separada cada una de las dos simulaciones una para un muro concreto normal y otra para un muro de concreto ligero.

Las simulaciones térmicas-estructurales serán presentadas de acuerdo a las condiciones que se expusieron en el capítulo anterior. Se observará el comportamiento térmico en lo referente en la distribución de temperatura en los muros, así como la respuesta en deformación por temperatura, la degradación del elemento estructural. Las etapas estructurales de los procesos de simulación estarán presentadas de acuerdo al orden presentado por la simulación.

En segundo término se presentarán los resultados obtenidos en comparación con los resultados experimentales de manera que se pueda evaluar el nivel de aproximación entre la simulación computacional y validar el modelo computacional.

Se presentarán adicionalmente toda la información adicional que puede ser extraída de los modelos computacionales y que puede ser de utilidad al momento de evaluar la resistencia estructural de fuego. Los datos adicionales que pueden ser extraídos de los elementos se puede utilizar para la toma de decisiones en el diseño estructural de muros de mampostería y que pueda reducir los costos de pruebas experimentales.

## 4.2 MURO DE MAMPOSTERÍA DE CONCRETO LIGERO

El régimen de aplicación de cargas para el modelo del muro de mampostería de concreto ligero comienza con someter en una cara a una temperatura que calienta una sola cara hasta el momento que el material alcance una temperatura fija (200°C, 400°C, 600°C y 800°C) con diferentes tiempos de la curva de temperatura ISO 834 [6]. Sigue una aplicación de carga vertical en el paño superior horizontal del muro hasta una carga que genere esfuerzos máximos en el espécimen.

### 4.2.1 Observaciones en proceso de simulación

El tipo de elementos utilizado es el especificado para análisis térmico-esfuerzo acoplado totalmente, este elemento se estableció en un orden geométrico lineal para la interpolación entre los nodos. El tipo de análisis seleccionado se recomienda aplicar cuando la solución mecánica y térmica se afectan fuertemente entre sí; requiriendo la existencia de elementos con grados de libertad de desplazamiento y temperatura en un análisis de respuesta dependiente del tiempo.

El modelo de simulación establecido comienza con un análisis térmico con respuesta transitoria, donde se controla de forma automática el incremento tiempo y la temperatura máxima permitida entre los cambios del incremento es la que determina el incremento de tiempo.

En el solucionador del programa computacional ABAQUS/Standard la temperatura es integrada usando un esquema de diferencial hacia atrás y el sistema acoplado es solucionado por medio del método de Newton. La extrapolación es lineal entre el estado previo al comienzo de cada incremento.

Después de la aplicación de la temperatura comienza otro paso de carga con un análisis estático general, el cual admite un comportamiento no lineal tomando la razón de dependencia de la plasticidad.

Se asignó un periodo de tiempo para la aplicación de la carga que en este caso se aplicó de forma lineal durante la duración del paso y que puede ser antecedido por un

análisis transitorio de transferencia de calor. Los incrementos de tiempo se mantienen pequeños con el fin de mantener los incrementos de deformación de bajo valor para asegurar una correcta modelación de la dependencia de los efectos de un historial de carga. Además se seleccionó un tamaño de incremento que al mantenerse pequeño previniera que se obtuviera una solución lejos del estado de equilibrio y que estuviera fuera del radio de convergencia del solucionador; esto se da como un algoritmo de restricción del incremento integrado en el solucionador.

Este análisis admite que la no linealidad sea causada por efecto de grandes desplazamientos, no linealidad del material y de las condiciones de frontera en zonas de contacto. El solucionador ABAQUS/Estándar usa el método de Newton para resolver las ecuaciones de equilibrio no lineal. La extrapolación desde el estado previo al incremento nuevo es lineal.

#### 4.2.2 Resultados térmicos

Los resultados térmicos en esta parte de la investigación trata el paso de análisis que involucra las distribuciones de temperatura en los elementos así como el efecto en deformaciones por temperatura en los niveles de esfuerzo que se presentan en el muro. Este último efecto aunque no fue considerado en la investigación previa se procedió a buscar valores de expansión térmica que correspondieran a los materiales utilizados en la simulación.

Las variables de salida que se calcularon en el estado térmico totalmente acoplado por ABAQUS/Standard toman en cuenta los efectos de la variabilidad de temperatura y son los siguientes:

- Valores de temperatura por nodo (NT11).
- Deformaciones logarítmicas unitarias (LE).
- Desplazamientos nodales (U).
- Componentes de esfuerzos ortogonales (S).
- Deformaciones plásticas (PE).
- Magnitud de las deformaciones plásticas (PMAG).



Para referencia esquemática la Figura 52 muestra los puntos de referencia que se utilizaron en el modelo analítico para extraer información de deformaciones fuera del plano del muro (U3) y que exponen en los resultados.

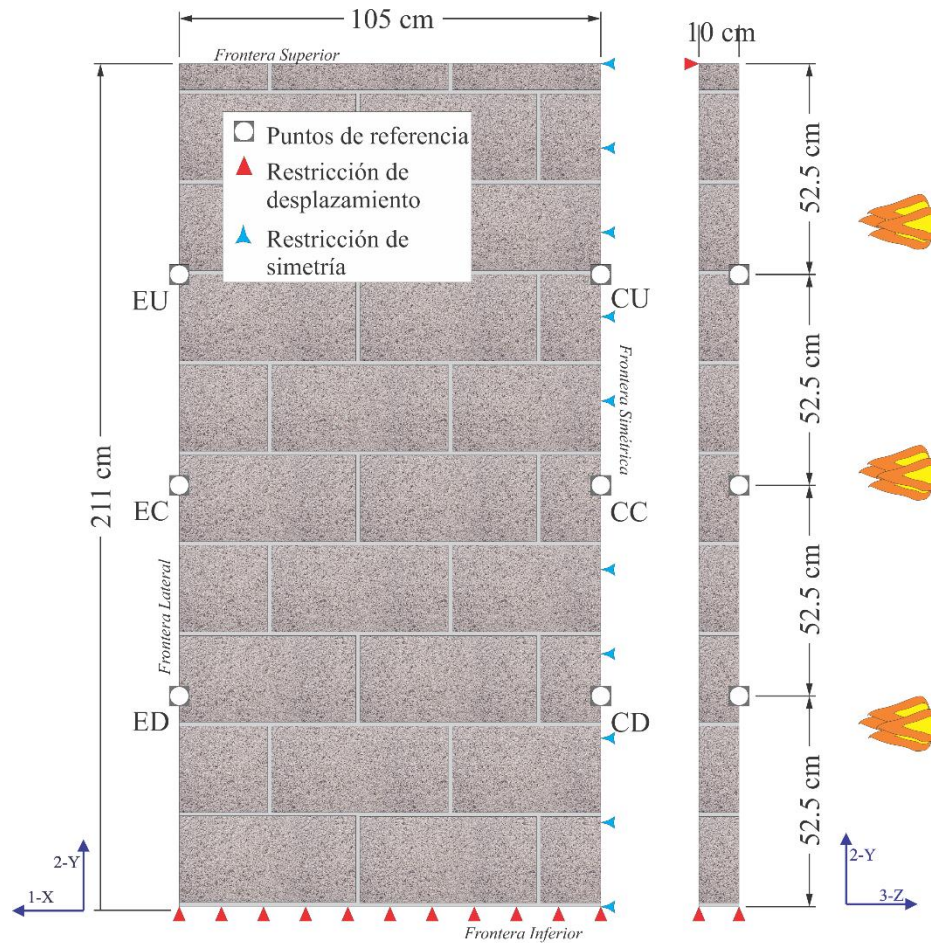


Figura 52. Esquemático de muro de concreto ligero simulado con puntos de referencia.

Los resultados térmicos que se presentaron se resumen en una serie de gráficas para cada etapa de temperatura que se utilizaron para observar el comportamiento tanto térmico como estructural de los muros simulados en la etapa de calentamiento de los especímenes, se insertan imágenes provenientes de ABAQUS con las deformaciones escaladas resultantes del modelo y contornos en bandas de colores con sus correspondientes leyendas y valores de ser necesario para su interpretación para las diferentes variables de salida de interés. Estas leyendas tienen unidades consistentes a las utilizadas en el modelo por lo que se distinguirán cuáles son las unidades de las leyendas presentadas.

#### 4.2.2.1 Carga térmica 200°C

El modelo computacional con un estado inicial de temperatura de 20°C fue sometido hasta alcanzar la temperatura de 200°C en la cara expuesta de los bloques de mampostería, la cual se alcanzó al ser sometido a la curva de temperatura estándar ISO 834 [6] a un tiempo aproximado de 3 minutos, la temperatura de exposición a este tiempo es de 501°C.

El material de los bloques de concreto difiere en temperatura con el mortero de las juntas. En la Figura 53 se observan las diferencias de temperatura en contornos de color mostrando que el material de bloque cercano a las juntas manifiesta menores temperaturas en la cara de expuesta a la carga térmica que las cercanas a las juntas mostrando una diferencia de aproximadamente 120°C. La temperatura en la cara no expuesta no tuvo variación significativa de su estado inicial.

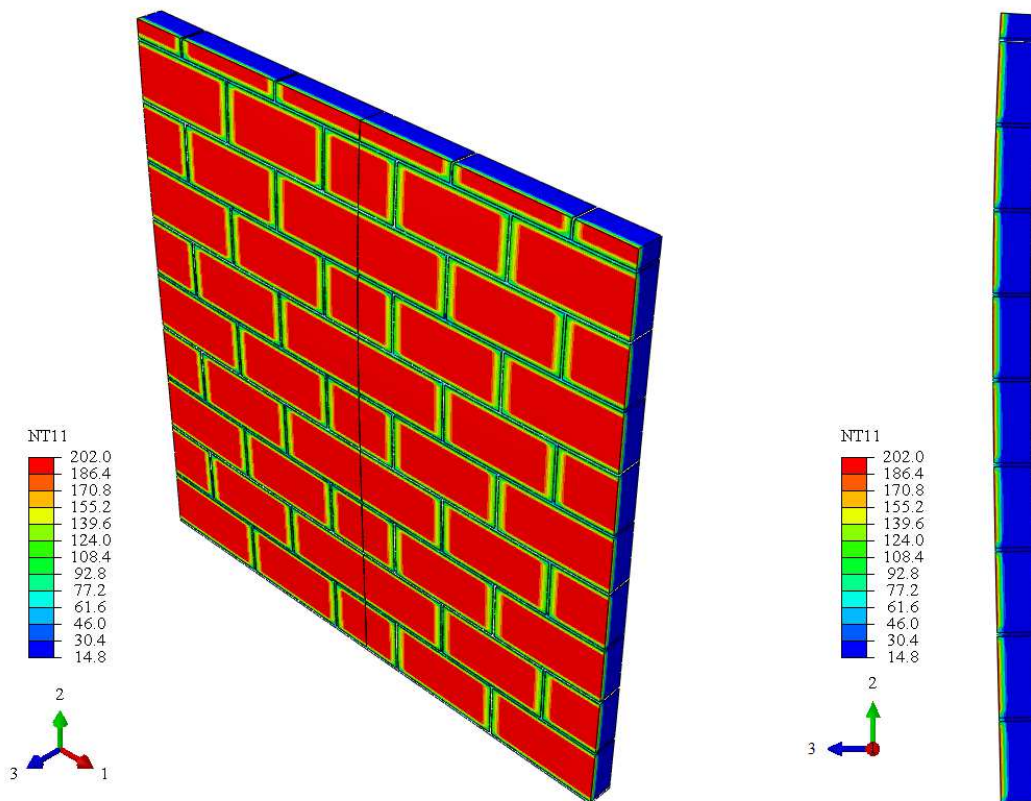


Figura 53. Modelo computacional con contornos de temperatura de muro de concreto ligero a temperatura de 200°C (deformación escalada 10x).

La Figura 54 muestra la evolución que se observó en los bloques de concreto ligero, se dibuja la curva estándar de temperatura así como el desarrollo de temperatura en la cara expuesta (Cal) en la zona central del modelo y en sus fronteras (Fron), comparando la temperatura en la cara fría. Se observa que en los tres puntos expuestos el seguimiento de temperatura es semejante con diferencias no significativas y se manifiesta un cambio de la pendiente de la curva entre los 100°C a 140°C, este comportamiento asociado a una disipación de energía por el cambio de estado del agua contenida en el material [50, 121] lo cual se simuló en las características del material. La temperatura en la cara fría (BLQ Inter\_Frio) no muestra diferencia de su estado inicial.

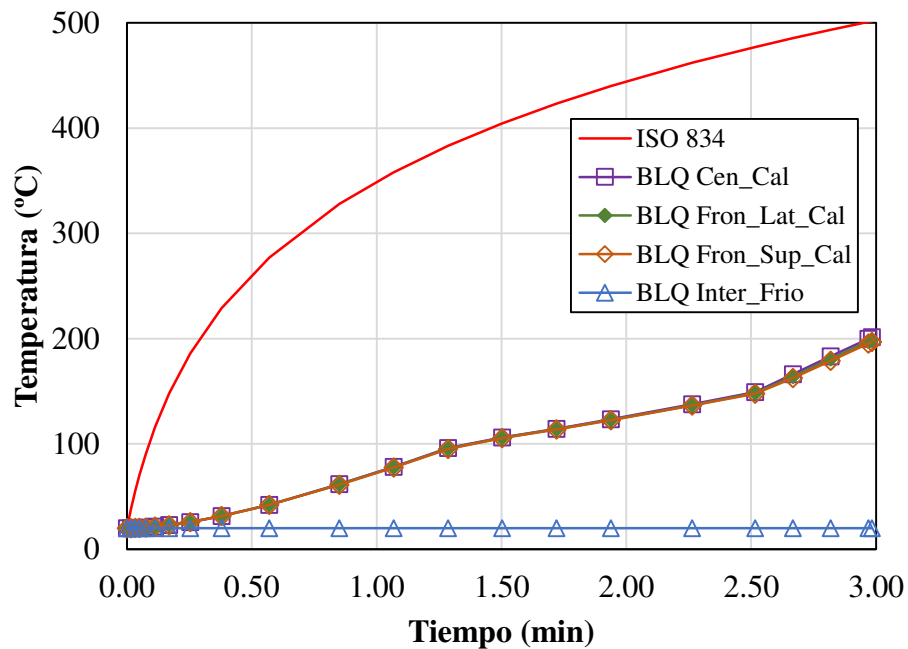


Figura 54. Desarrollo de temperatura en bloques de concreto ligero a 200°C.

Ahora bien el comportamiento en el mortero mostró como se ha descrito una diferencia de evolución con respecto al concreto ligero de manera significativa manifestando temperaturas menores al bloque y mostrando diferencias en varias posiciones entre juntas verticales y horizontales (ver Figura 55) y no se desarrollaron temperaturas significativas por sobre los 100°C, de manera que la disipación de energía no se manifestó en este paso. Al igual que en el concreto la temperatura en el lado frío del muro no muestra ningún incremento de temperatura resultante de la prueba hasta el final del paso de carga térmica.

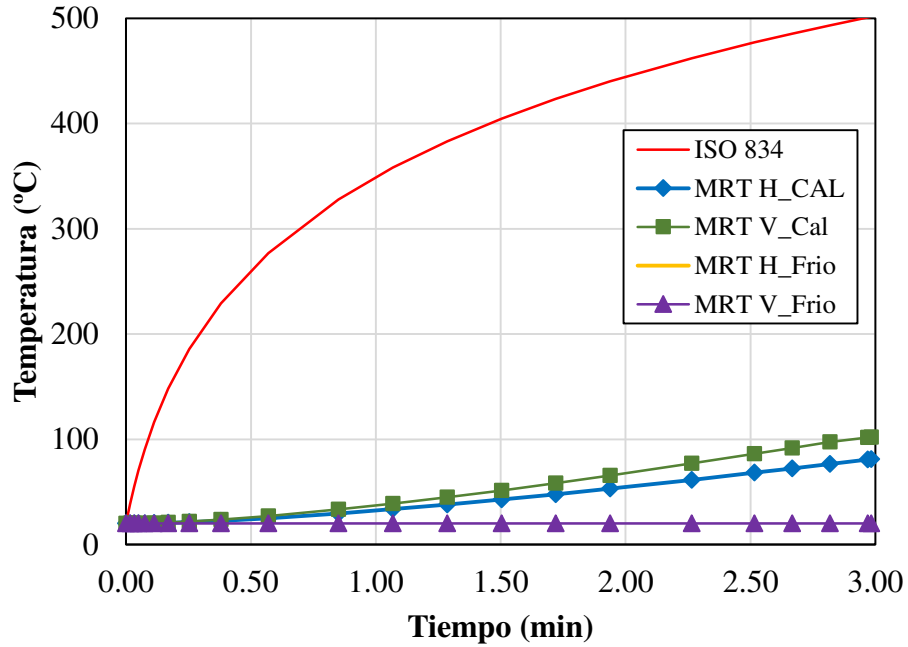


Figura 55. Desarrollo de temperatura en mortero en carga térmica de 200°C.

El perfil de temperatura que se reporta a la mitad del tiempo de la prueba y al final de la misma se muestra en la Figura 56 donde se observa que la exposición ha tenido efecto significativo hasta un 30% del espesor de temperatura en ambos tiempos.

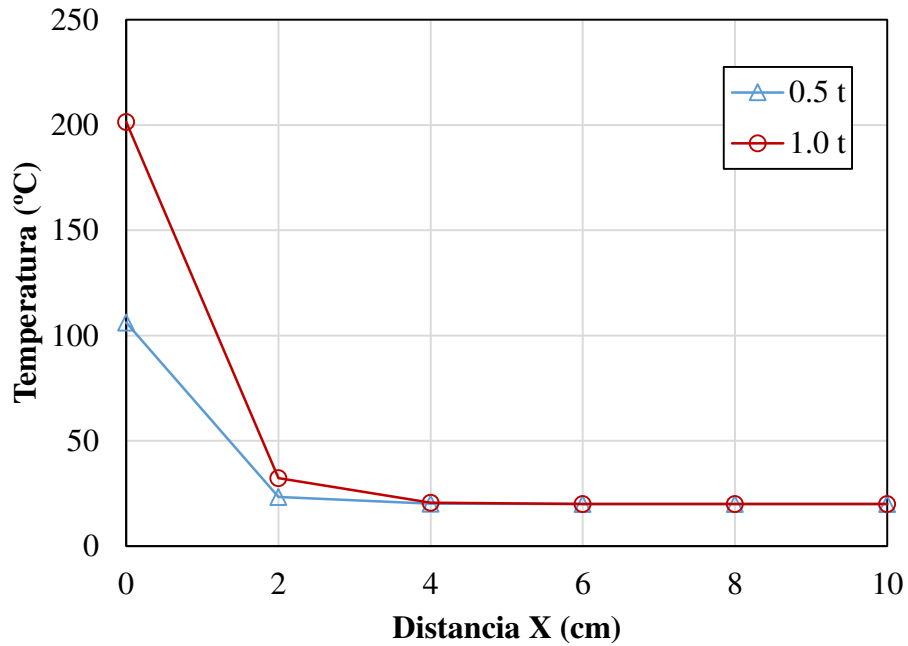


Figura 56. Perfil de temperaturas en bloque de concreto ligero a 200°C.

El perfil de temperaturas del mortero muestra que la influencia de exposición en ambos tiempo reportados en la Figura 57 sobre el espesor del muro significativa hasta un 20% y que las temperaturas alcanzadas en la cara expuesta son menores a las que se reportan en los bloques por lo que se observan diferencias en el transporte de calor en ambos materiales.

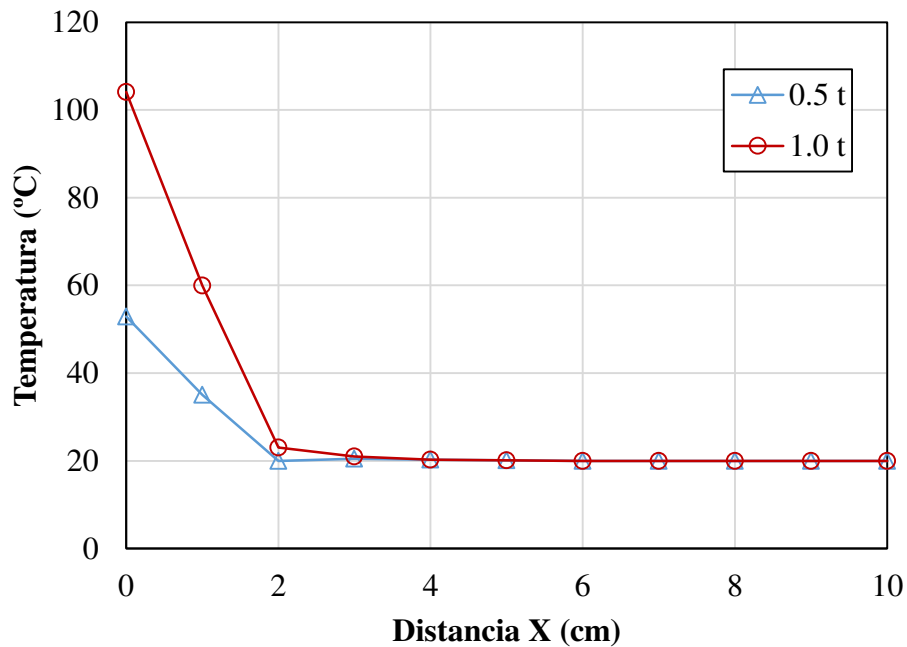


Figura 57. Perfil de temperaturas en mortero en prueba de 200°C

La Figura 58 de manera gráfica reporta la distribución de la temperatura en un perfil de muro corroborando la información descrita en los perfiles de temperatura anteriores. Se observa en el perfil de temperatura (ver Figura 58) al final de la prueba de 200°C que la mayor temperatura o influencia de la exposición de temperatura en el espesor del modelo es relativamente bajo quedando así un porcentaje aproximado del 70% del muro con propiedades del material a temperatura ambiental.

La influencia de temperatura en los morteros de nuevo se observa siendo menor en comparación con el bloque manifestándose en las juntas un retraso en el transporte del calor en el espesor del muro e influyendo en las fronteras de contacto entre los bloques y el mortero.

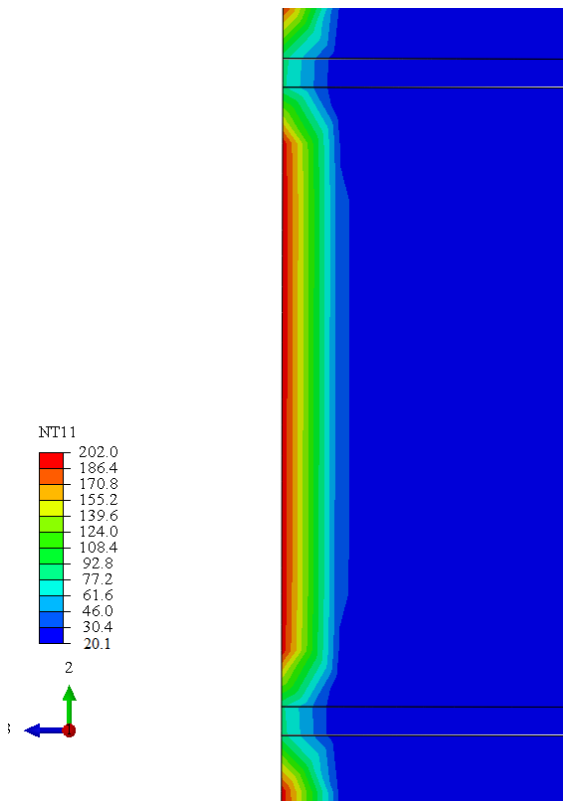


Figura 58. Perfil de muro con contorno de temperatura a 200°C.

Al considerar las expansiones térmicas en los materiales de acuerdo a la temperatura de exposición se reportaron deformaciones fuera del plano en el muro en diferentes puntos y que se muestran en la Figura 59 con la nomenclatura de posición de acuerdo a los puntos de referencia establecidos en la Figura 52, en estos puntos se observó una progresión en la deformación al centro del muro (CD, CC, CU) en dirección a la fuente de calor modelada siendo la deformación máxima de 2.16 mm cercano al punto de referencia CC con una relación con respecto a la altura de  $L/977$ , las deformaciones fueron mayores a medida que se alejaban de la frontera inferior que se modeló restringida.

Las deformaciones en el extremo o frontera lateral observaron una deformación contraria a la fuente de calor en el punto central EC y ED aunque pequeña en comparación de la deformación central con una magnitud de -0.31 mm en el punto ED el punto superior en todo momento conservó su tendencia de deformación hacia el fuego. Los puntos medio y superior (EC, ED) terminaron el paso de carga en deformación hacia la fuente de exposición de fuego.

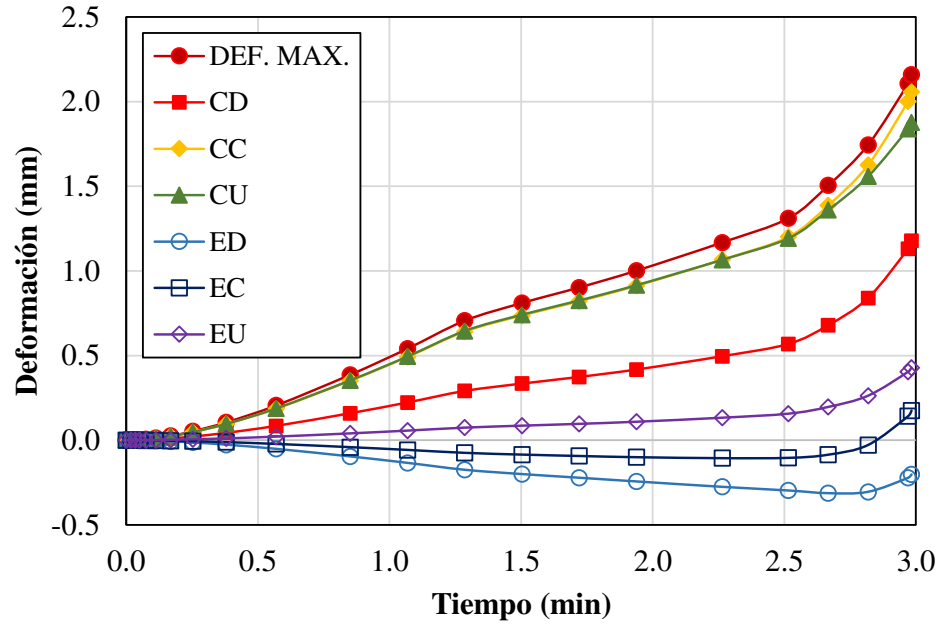


Figura 59. Deformaciones fuera del plano en muro a 200°C.

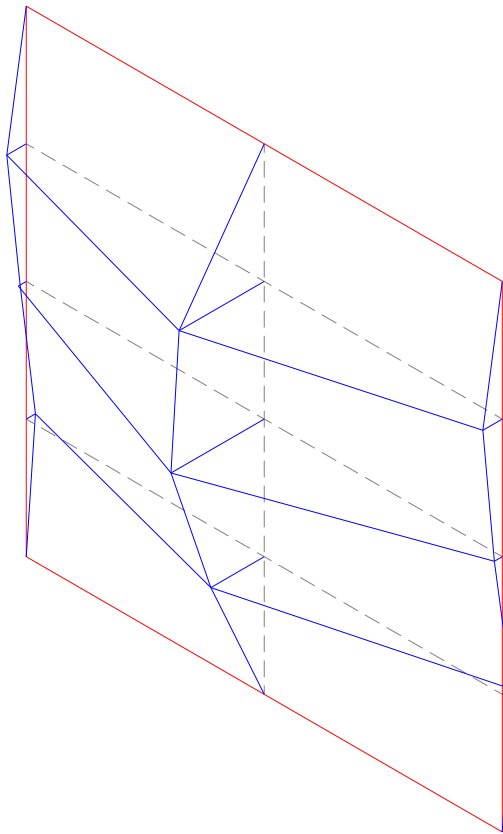


Figura 60. Esquemático isométrico escalado (20x) de deformación de prueba de 200°C.

La Figura 60 muestra el estado final de deformaciones en un isométrico esquemático en el que se observan las mayores deformaciones en el centro del muro al espejarse las deformaciones del muro alrededor del eje de simetría. Se aprecia una concavidad al centro del muro hacia el fuego. Esta concavidad es más evidente en la Figura 61 donde las deformaciones máximas se encuentran en forma circular al centro del muro y se aprecia lo que en las fronteras el resultado de deformación es nulo en la frontera superior e inferior; y negativo en las posiciones inferiores de la frontera lateral.

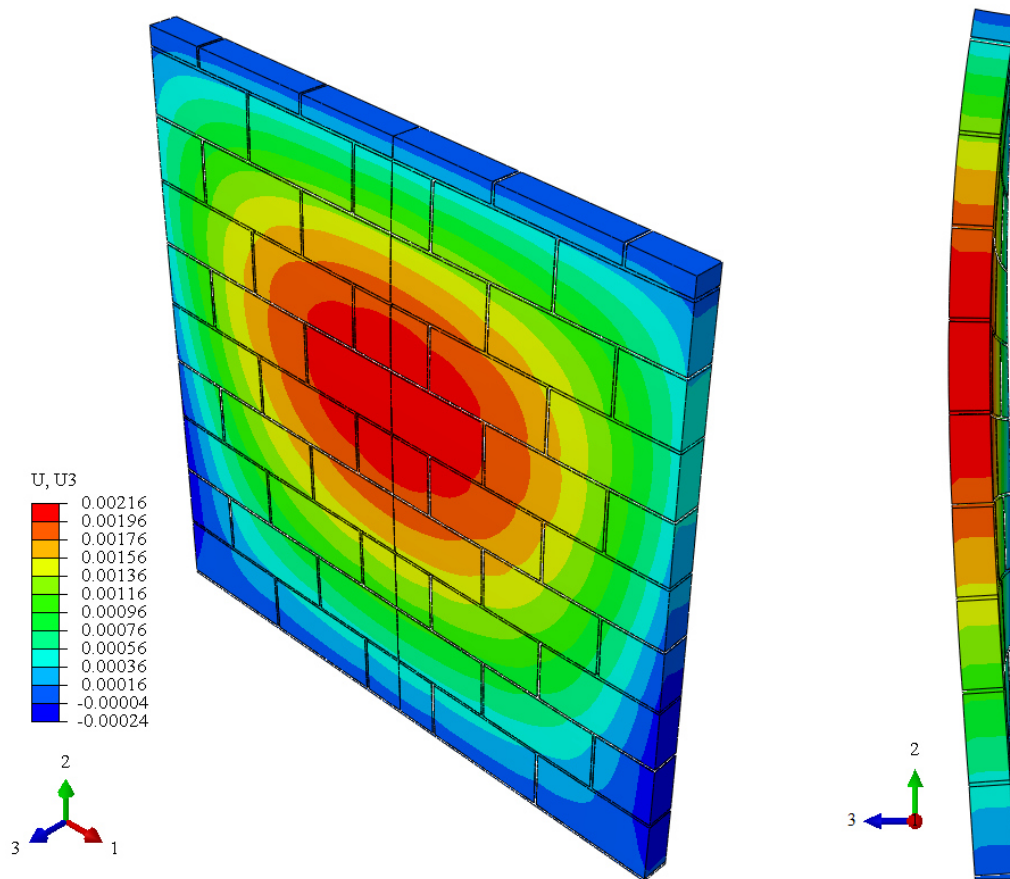


Figura 61. Contornos de deformación  $U3$  en muro en prueba de  $200^{\circ}\text{C}$  (m).

Las deformaciones por temperatura influyen en los niveles de esfuerzo a los que el muro está siendo sometido previos a cualquier estado de carga mecánica que posteriormente fue aplicada. Este nivel de esfuerzos es el estado inicial de esfuerzos del muro en su prueba estructural. Es evidente que las deformaciones por la inclinación térmica que se observó en el análisis térmico generan giros en los extremos de apoyo. La



rotación en el extremo superior debido a la simulación de una placa de aplicación de carga que permite la rotación se observa en la Figura 62 la cual describe la semejanza de comportamiento a la deformación, este giro introduce un indicativo de la presencia de momentos en el muro que se manifiestan en esfuerzos. Estos esfuerzos se observan en la Figura 63 y es el estado inicial de esfuerzos de la prueba estructural donde se aprecia que se presentan tanto compresiones como tensiones de acuerdo a las deformaciones por temperatura.

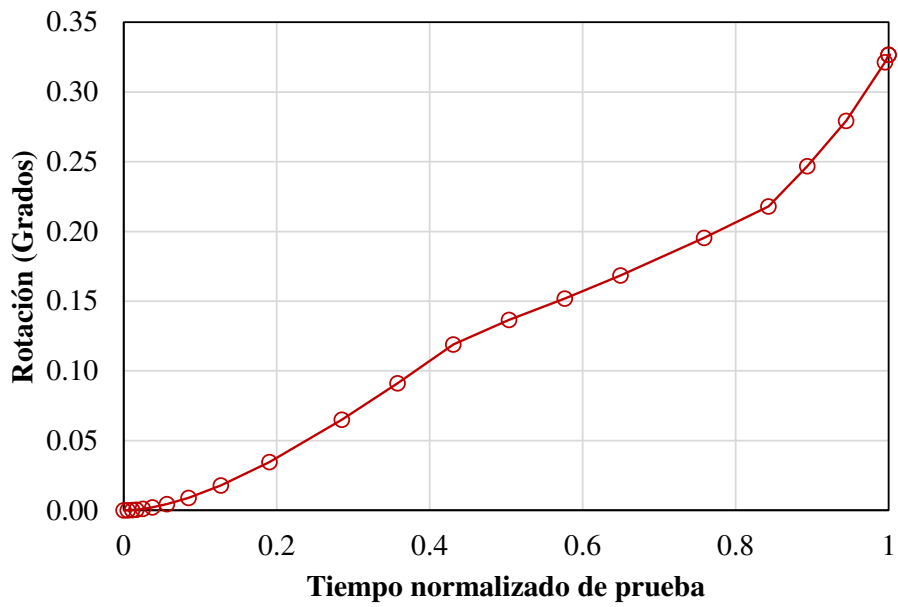


Figura 62. Rotación de frontera superior con respecto a tiempo de prueba normalizado (200°C).

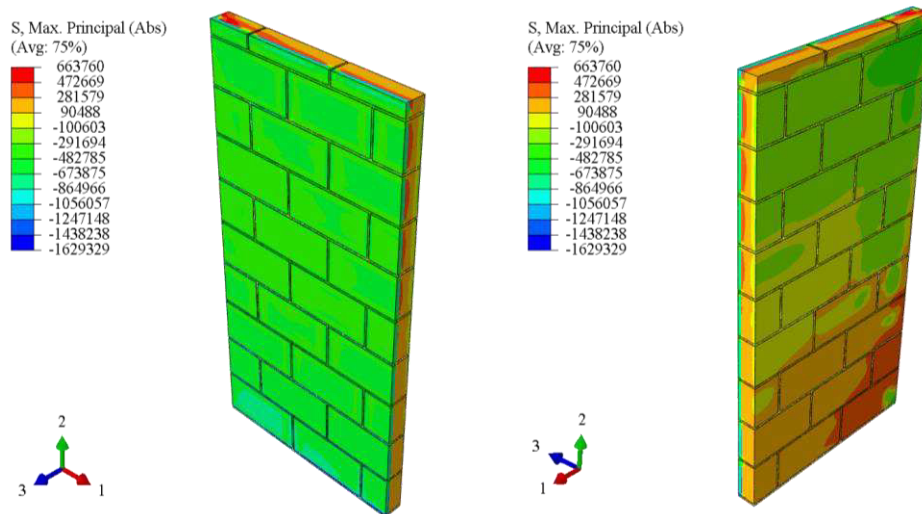


Figura 63. Esfuerzos máximos principales finales de prueba térmica a 200°C (N/m²).

#### 4.2.2.2 Carga térmica 400°C

Las prueba al modelo analítico comenzó con una temperatura inicial de 20°C hasta el punto en que la cara expuesta al calor alcanzara los 400°C en el material de los bloques de concreto ligero, esto se logró con una temperatura de exposición de acuerdo a la curva de prueba (ISO 834) [6] en un tiempo aproximado de 5 minutos teniendo la curva en este punto una temperatura de 580°C.

En la Figura 64 se muestra el estado final de la prueba térmica donde se observa que la temperatura en los bloques de concreto ligero es del valor de 400°C aproximadamente y que difiere del mortero de la junta, la cual en su punto máximo tiene el valor de 178°C, mostrando un diferencial con una zona de transición en las zonas de contacto del mortero y bloques. La temperatura en la zona fría aún se encuentra cercana a la temperatura inicial.

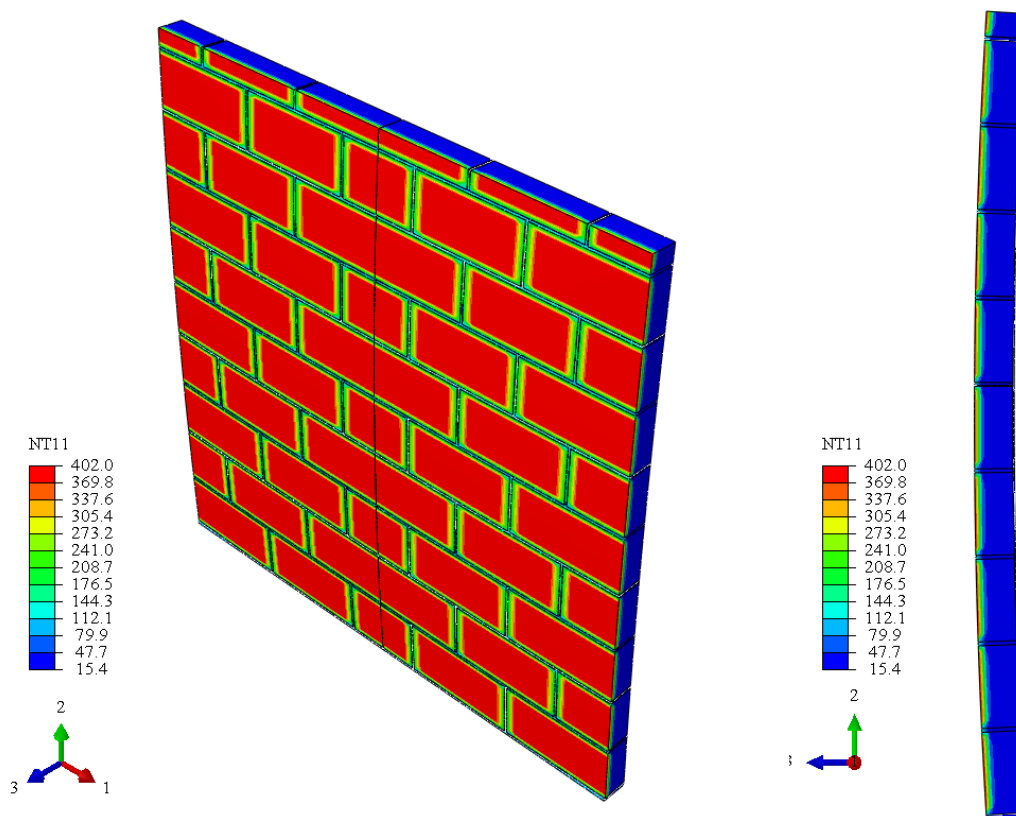


Figura 64. Modelo computacional con contornos de temperatura de muro de concreto ligero a temperatura de 400°C (deformación escalada 3x).

El desarrollo de la temperatura de los bloques en la prueba se presenta en la Figura 65, en el que se observa que la temperatura en el lado caliente (Cal), en los diferentes puntos de muestreo, siguen un comportamiento semejante siendo ligeramente mayor hacia el centro del muro; la temperatura después de la meseta después de los 2.5 minutos aproximadamente se desarrolla de manera suave y casi uniforme y de manera gráfica se observa que la diferencia de temperatura disminuye entre la exposición y la del material caliente. La temperatura en el lado frío (BLQ Inter\_Frio) se mantiene en el rango de temperatura inicial.

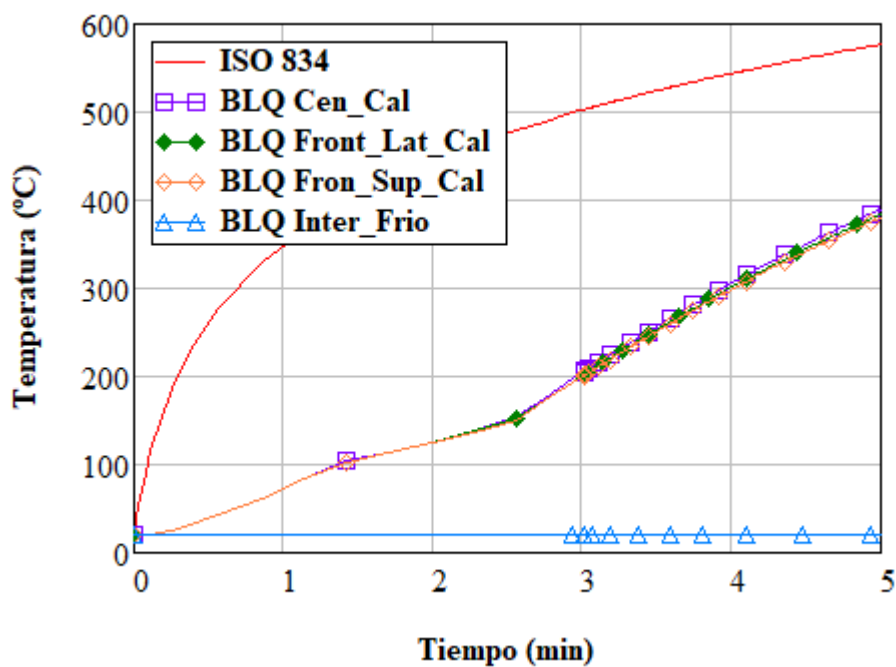


Figura 65. Desarrollo de temperatura en bloques de concreto ligero a 400°C.

Los morteros de acuerdo a la Figura 66 mostraron una diferencia entre el punto vertical (MRT V\_Cal) con 131°C y horizontal (MRT H\_Cal) con 179°C. La diferencia de temperatura de la exposición con la que presenta el material es mayor que en los bloques, observándose gráficamente un incremento aparentemente lineal en la cara expuesta del mortero y en contraste con el comportamiento del bloque no presenta una meseta de temperatura. Al final de la aplicación de la carga térmica la temperatura en el lado frío (Frio) al igual que en los bloques, se mantiene sin cambio aparente al final de la aplicación de la carga térmica.

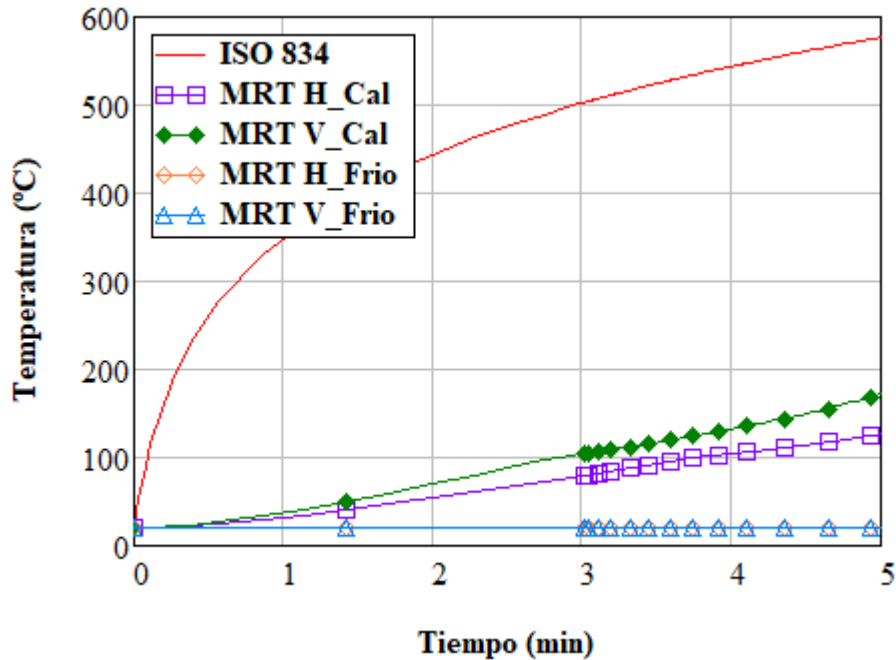


Figura 66. Desarrollo de temperatura en mortero en carga térmica de 400°C.

El desarrollo de la temperatura interna de perfil del bloque se observa en la Figura 67 y para el mortero en la Figura 68 para un tiempo de mitad de la prueba (0.5t) y al finalizar la prueba (1t), las temperaturas de exposición son de 479°C y 581°C respectivamente.

En el material de bloque de concreto ligero se observa que a la mitad del tiempo de la prueba la temperatura es de 154 °C y que tiene un aumento de 246°C en el resto del tiempo; este aumento influye hasta en un 40% del espesor del muro, sin embargo, es solamente hasta un 17.6% que se alcanzan temperaturas superiores a los 100°C, temperatura en la cual se puede presentar un comportamiento disipador por la presencia de agua en el material y su transformación a vapor de agua y que se manifiesta aproximadamente entre los minutos 1.4 y 2.6 como se observó en el desarrollo de temperatura en el lado caliente (Cal) de bloques en la Figura 65.

En el caso del mortero en juntas las temperatura máximas al final de la prueba es de 136°C, con una influencia no mayor del 20% en el espesor del muro y la temperatura mayor de 100°C solo se percibe sobre el 6.2% de profundidad.

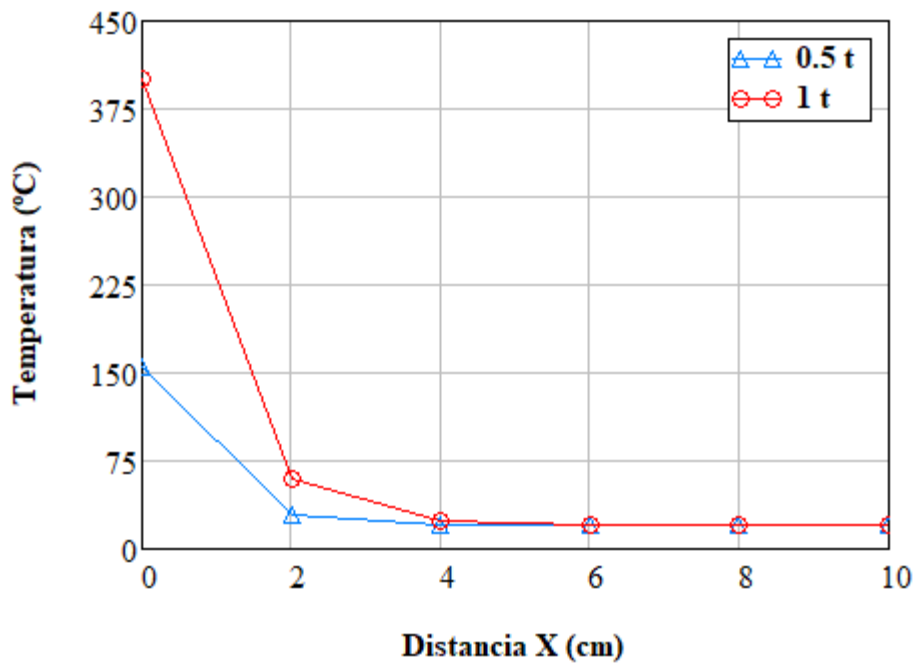


Figura 67. Perfil de temperaturas en bloque de concreto ligero a 400°C.

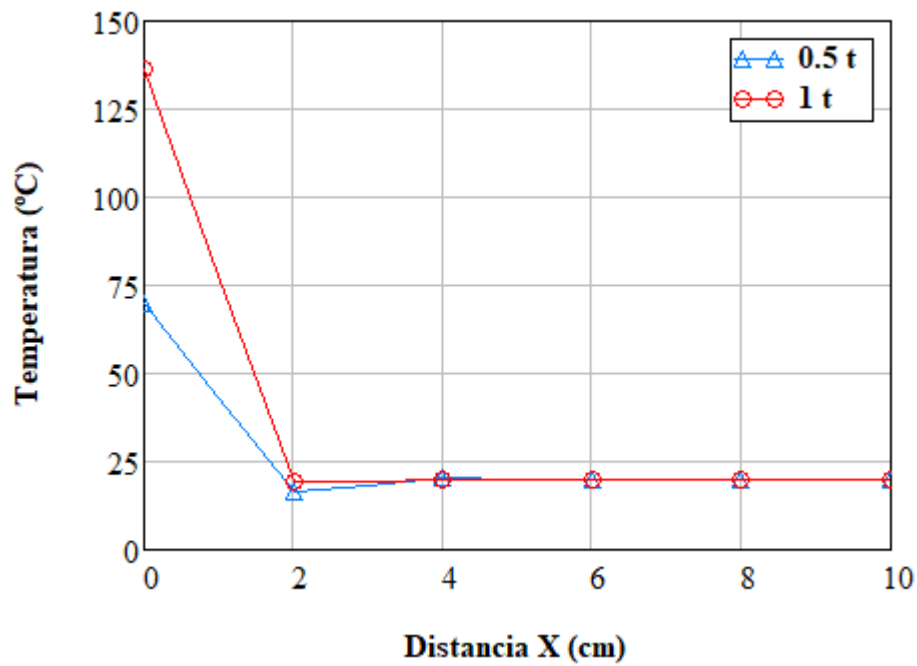


Figura 68. Perfil de temperaturas en mortero a 400°C.

La Figura 69 presenta un esquemático de contornos coloreado donde se observa la temperatura y el comportamiento de esta al final de la prueba a 400°C en el espesor del muro, donde como se observó en las gráficas de los perfiles la influencia significativa no supera una cuarta parte del muro, sin embargo la influencia varía en la zona cercana a los bloques teniendo hasta un 60% del espesor con propiedades no afectadas a una temperatura normal de inicio y siendo aún mayor en las juntas, de esta manera evidenciando la diferencias de comportamiento y el nivel de degradación diferencial en el sistema constructivo compuesto de bloques y morteros.

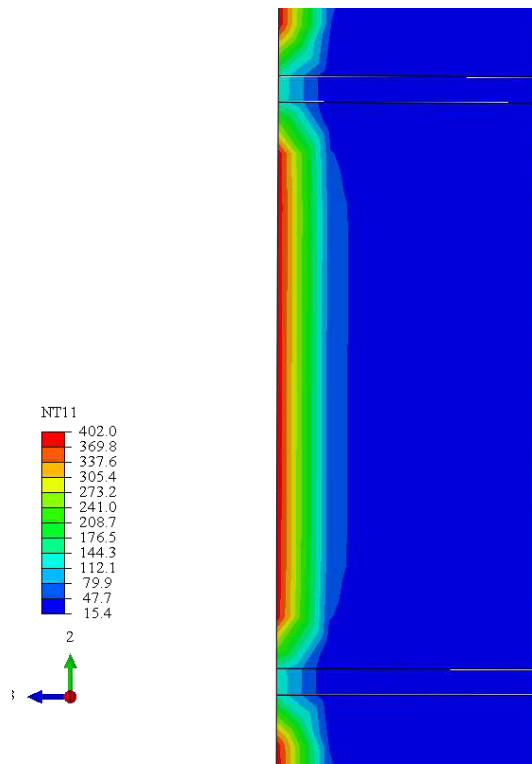


Figura 69. Perfil de muro con contorno de temperatura a 400°C.

El incremento de temperatura incide en el comportamiento mecánico del muro sin ser aplicada una carga externa y se observa en la Figura 70 que presenta las deformaciones fuera del plano durante el desarrollo de la prueba observando que los puntos hacia el centro del muro muestran las deformaciones mayores con un máximo en el punto al centro horizontal y vertical (CC) es de 10.6 mm, presentándose un crecimiento abrupto al minuto 3 aproximadamente, tiempo en el cual la temperatura del bloque se encuentra alrededor de los 200°C y la etapa de meseta de disipación ha sido superada. Los puntos CD y CU

son semejantes, siendo superiores a los puntos de muestreo en los extremos del muro (ED, EC, EU), diferencias dadas por las condiciones de apoyo consideradas en las fronteras.

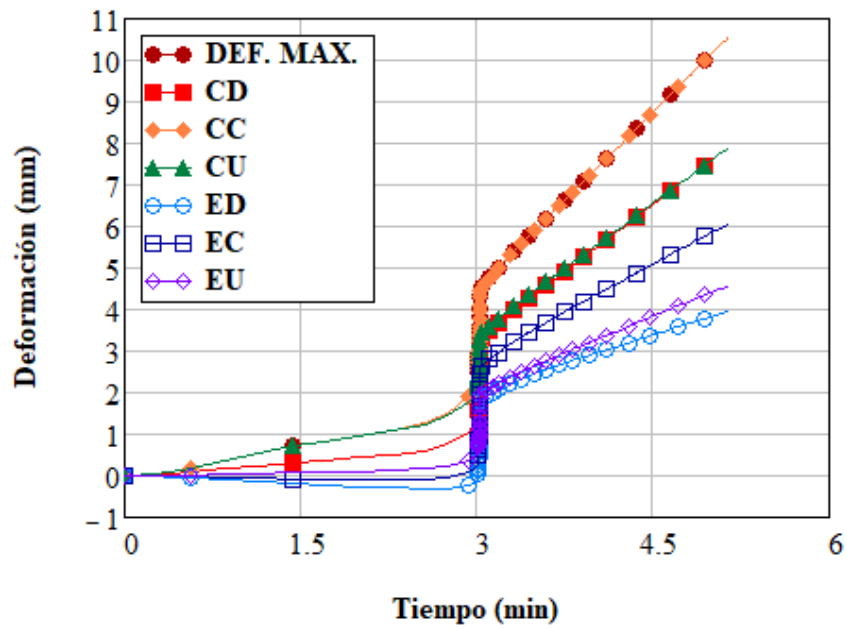


Figura 70. Deformaciones fuera del plano en muro a 400°C.

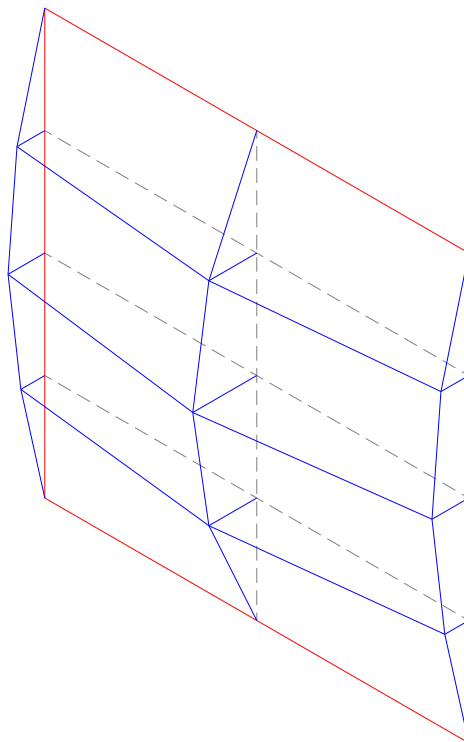


Figura 71. Esquemático isométrico escalado (30x) de deformación de prueba de 400°C.

En forma esquemática se observa en la Figura 71 el isométrico de deformación del muro en el que es evidente la inclinación térmica general al final de la prueba hacia la fuente de calor, siendo acentuada al centro del muro pero seguida de igual forma en los extremos laterales del muro y presentando una flexión uniforme en el muro.

En la siguiente imagen (Figura 72) se aprecia en contornos la deformación del muro marcada con mayor valor hacia el centro del muro en el punto CC en una deformación radial, siendo positiva a lo largo y ancho del muro fuera de los apoyos superior e inferior.

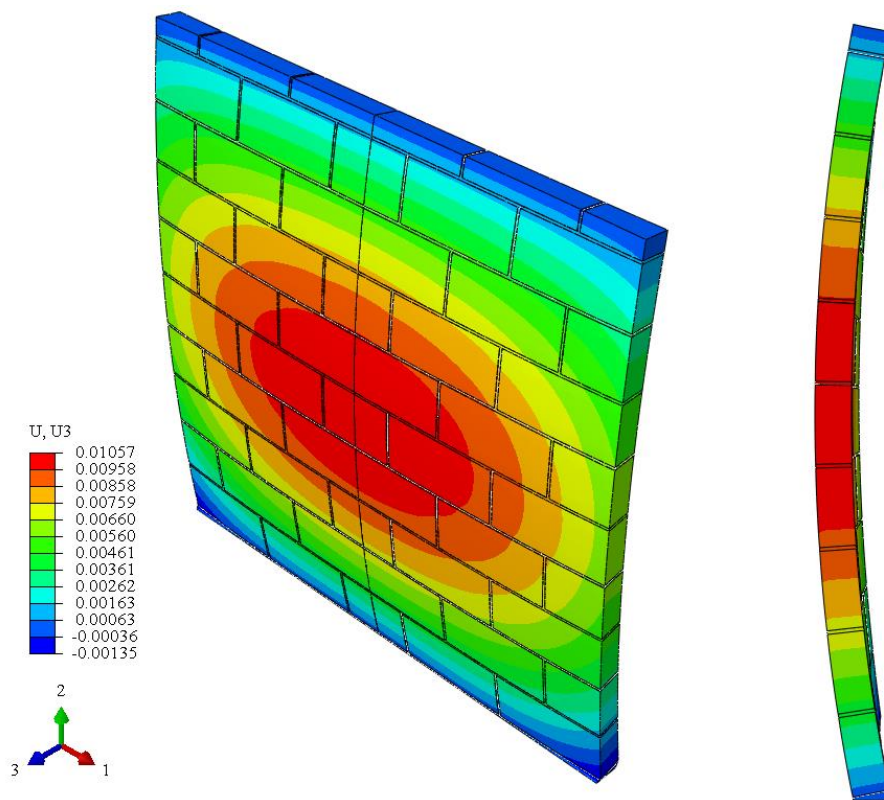


Figura 72. Contornos de deformación  $U_3$  en muro en prueba de  $400^{\circ}\text{C}$  (m).

Las deformaciones que se observaron generaron rotaciones en la frontera superior las cuales fueron medidas y se graficaron en el desarrollo de la prueba en la Figura 73, y cuya forma es semejante a las deformaciones fuera del plano siendo abrupta alrededor del 60% del tiempo de la prueba y alcanzando una rotación de hasta  $1.5^{\circ}$ , mostrando la presencia de fuerzas flectoras que generan un diferencial de esfuerzos en el espesor del muro.



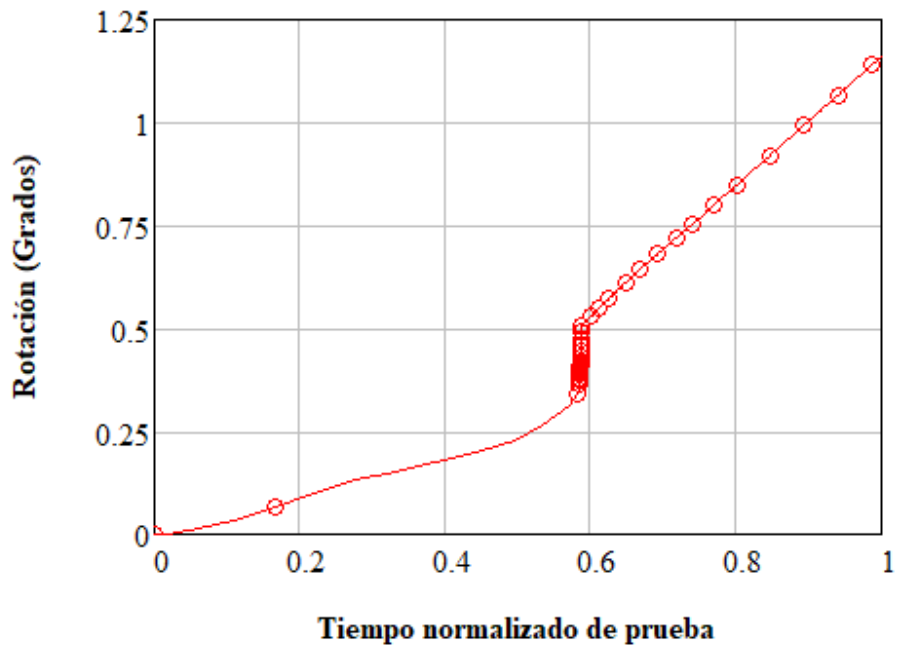


Figura 73. Rotación de frontera superior con respecto a tiempo de prueba normalizado (400°C).

Los esfuerzos generados por la deformación térmica son evidentes en la siguiente imagen (Figura 74), que muestra la consecuencia de las deformaciones térmicas como una distribución de esfuerzos no uniforme que varían de acuerdo a su posición y se acentúa en el espesor del muro.

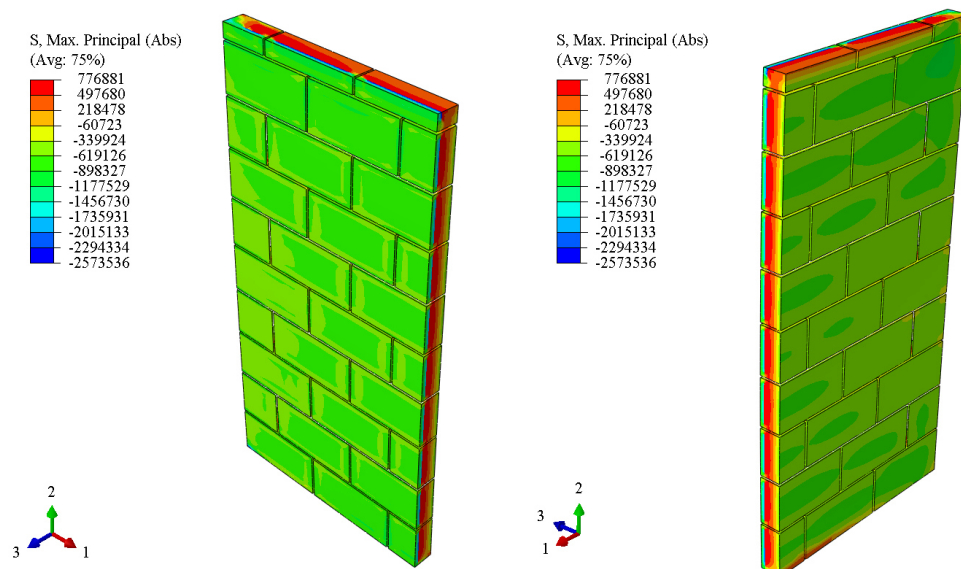


Figura 74. Esfuerzos máximos principales finales de prueba térmica a 400°C (N/m²).

#### 4.2.2.3 Carga térmica 600°C

La prueba del muro a una temperatura de 600°C comenzó desde una inicial de 20°C y se detuvo al obtener las primeras lecturas de temperatura meta en la cara expuesta, el tiempo de exposición a la curva de temperatura ISO 834[6] fue de aproximadamente 10 minutos con un valor de 678°C.

La distribución de temperatura al final de la prueba se presentó uniforme en la cara expuesta de los bloques de concreto ligero alrededor de los 600°C, sin embargo, se observaron diferencias en las zonas cercanas a los morteros, este comportamiento se ha presentado en las pruebas anteriores, el mortero por su parte tiene una temperatura máxima de 392°C en sus zonas más calientes. En las zonas no expuestas especialmente a la cara opuesta a la caliente las temperaturas aún no influye, de manera que la temperatura es la temperatura inicial del material (ver Figura 75).

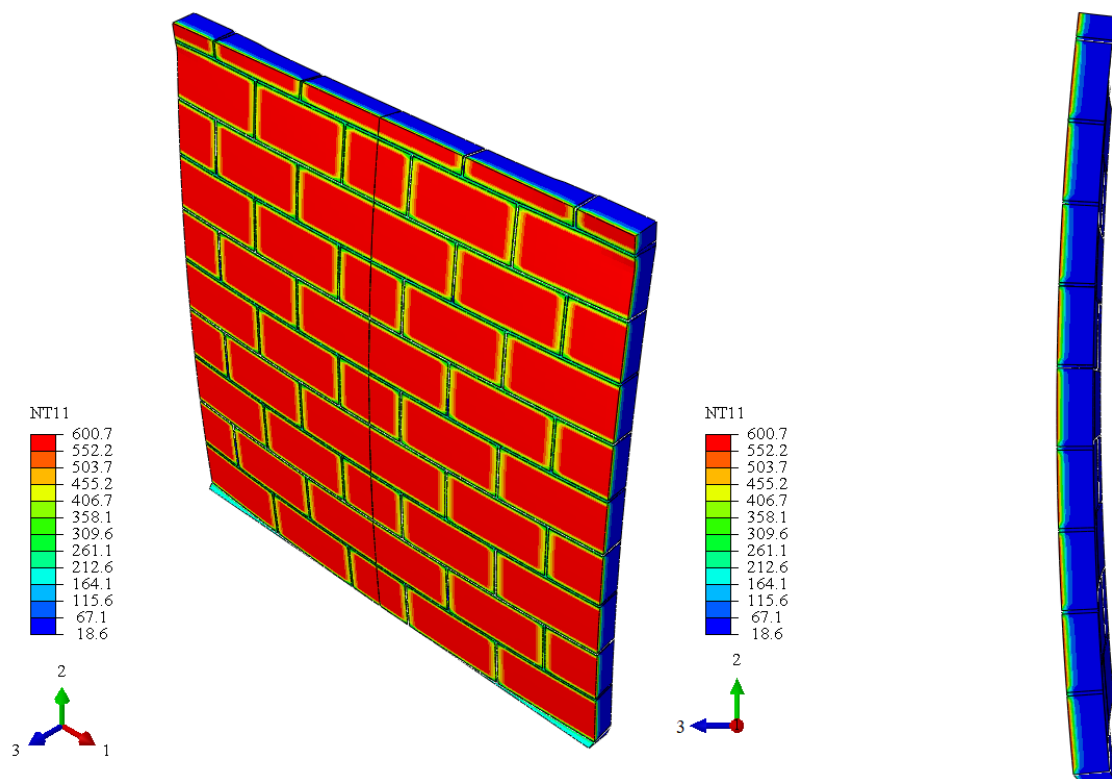


Figura 75. Modelo computacional con contornos de temperatura de muro de concreto ligero a temperatura de 600°C (deformación escalada 3x).

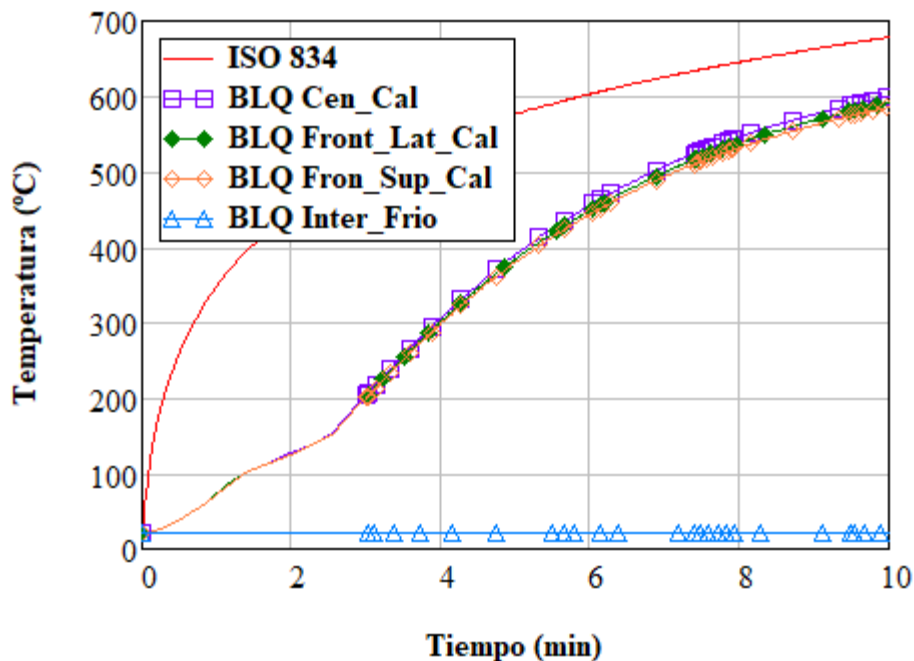


Figura 76. Desarrollo de temperatura en bloques de concreto ligero a 600°C.

El desarrollo de la temperatura de los bloques en forma gráfica se observa en la Figura 76, en el que se observó que el crecimiento de temperatura después de la meseta de temperatura por disipación de energía es gradual y suave hasta el final de la prueba y que tanto en las zonas centrales (BLQ Cen\_Cal) y de frontera (BLQ Front) se mantuvieran con pequeñas diferencias de temperatura del orden de 8-14°C aproximadamente. La temperatura en el lado frío se mantuvo como en su estado inicial (BLQ Inter\_Frio).

Los morteros y su desarrollo de temperatura se observaron cómo se grafica en la Figura 77 en el que el aumento de temperatura en morteros alcanzó una temperatura máxima de 392°C en el punto de muestreo vertical (MRT V-Cal) y de 298°C en el horizontal (MRT H-Cal). El aumento de temperatura fue suave en todos los puntos de muestreo hasta llegar al final de la prueba, donde el lado no expuesto del mortero conservó su temperatura inicial de 20°C aproximadamente.

El contraste entre la temperatura de bloques y mortero al final de la prueba, cuando el bloque alcanzó un valor de 600° fue de 208°C menor en el mortero, mostrando una diferencia de comportamiento entre los dos materiales.

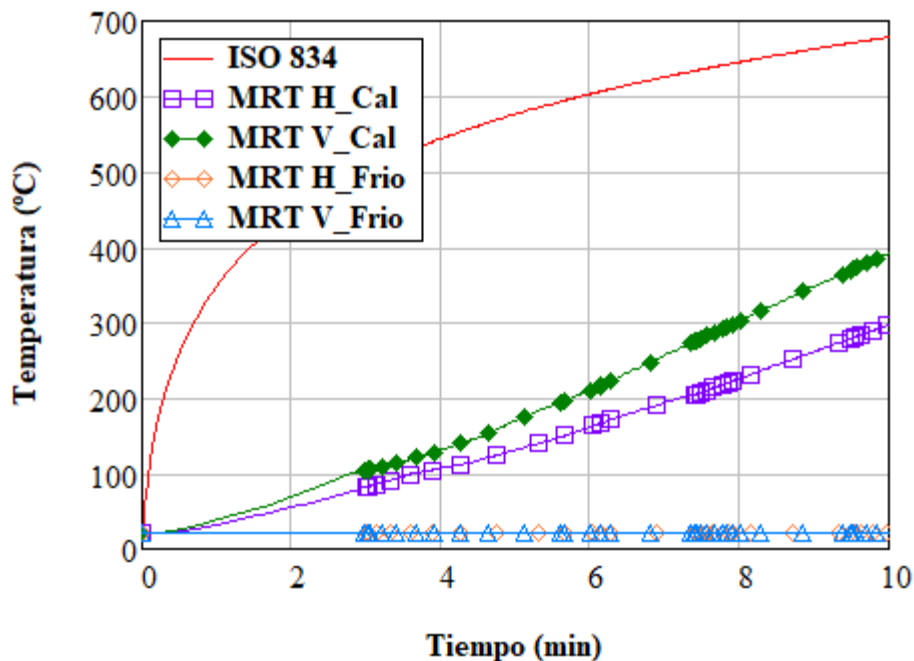


Figura 77. Desarrollo de temperatura en mortero en carga térmica de 600°C.

El perfil de temperatura en el espesor de los bloques manifestó una influencia mayor de la temperatura en la profundidad del muro (ver Figura 78) logrando aumentar la temperatura de su estado inicial hasta en una profundidad de más del 60% del espesor del muro. La profundidad de temperaturas mayores a los 100°C se desarrolló aproximadamente a los 2.51 cm, cuando para el tiempo medio de la prueba la temperatura superior de 100°C se presentó hasta los 1.74 cm. Al final de la prueba la temperatura aumenta desde el tiempo medio en 211°C.

Las temperaturas de perfil de los morteros se observan en la Figura 79 en donde la influencia de temperatura es menor en el espesor del muro tanto a la mitad del tiempo de la prueba con un aumento de la temperatura inicial del material aproximado en solo el 20% del espesor del muro, siendo para el final de la prueba un poco mayor al 40%. Las temperaturas mayores a los 100°C al final de la prueba se manifestaron hasta 1.52 cm de distancia desde la cara expuesta y a la mitad de la prueba en 0.56 cm. El aumento de la temperatura fue significativo entre ambos tiempos de muestreo con un valor de 170°C.

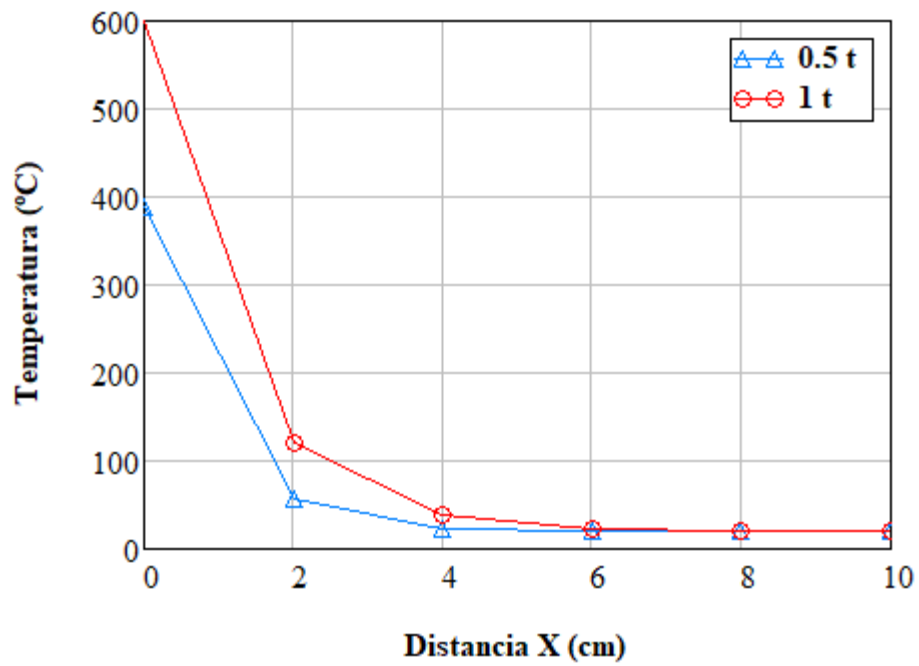


Figura 78. Perfil de temperaturas en bloque de concreto ligero a 600°C.

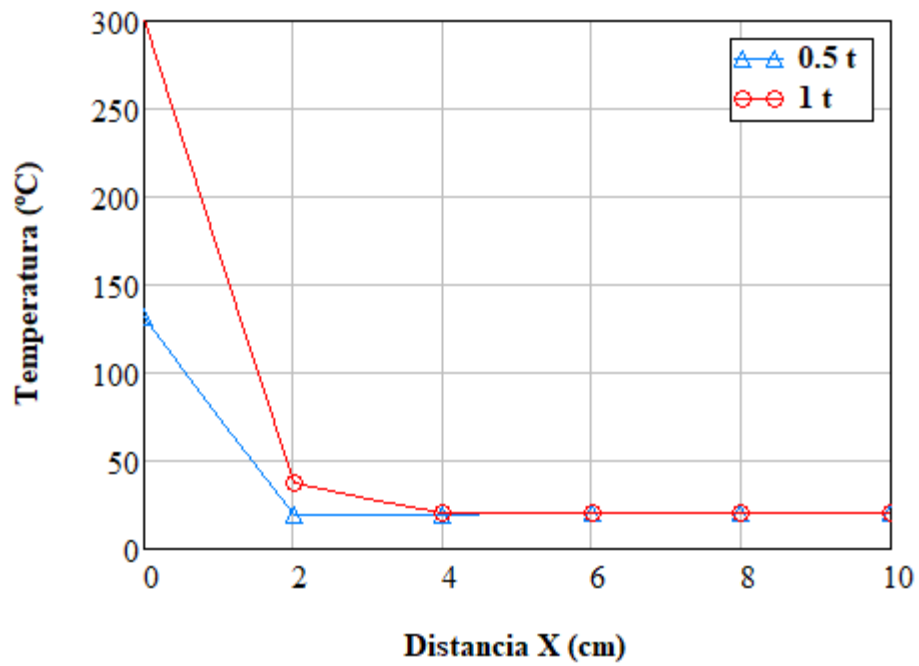


Figura 79. Perfil de temperaturas en mortero a 600°C.

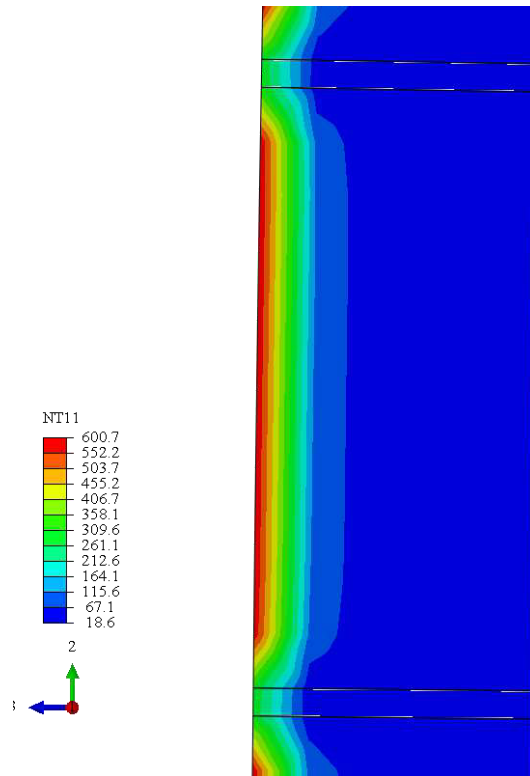


Figura 80. Perfil de muro con contorno de temperatura a 600°C.

En la Figura 80 se presenta la distribución de temperatura al final de la prueba para el muro sometido a 600°C, donde se observó la distribución de temperatura en el perfil del muro y como su influencia es significativa en el porcentaje reportado en la Figura 78 para los bloques y en Figura 79 para los morteros. Dentro del bloque se observó que la temperatura es uniforme hasta en un 88% de la cara expuesta del bloque siguiendo una etapa de transición en con las temperaturas que se presentaron en la junta de mortero.

En el modelo general se observan las deformaciones en el estadio de la prueba en la siguiente imagen (Figura 81), donde se observó una deformación máxima de 20.41 mm (Def Max) cercana al punto central (CC) las deformación central superior (CU) llegó al máximo de 14.98 mm y en el punto inferior (CD) a 16.79 mm manteniendo esta gráfica a partir de los 5.7 minutos de transcurrida la prueba. En los extremos las deformaciones las deformaciones fueron mayores en el punto central (EC) con un valor de 7.55 mm; en los extremos superior (EU) y (ED) no se tuvo un aumento de deformación significativos manteniéndose semejantes después del minuto 6 teniendo algunas reducciones en el extremos superior hasta llegar al valor de 3.89 mm.

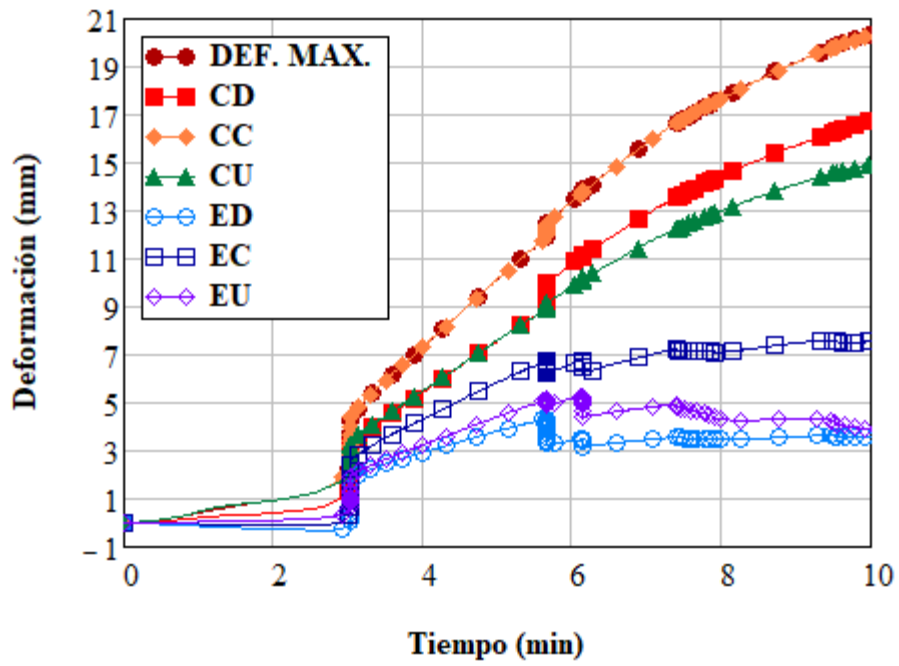


Figura 81. Deformaciones fuera del plano en muro a 600°C.

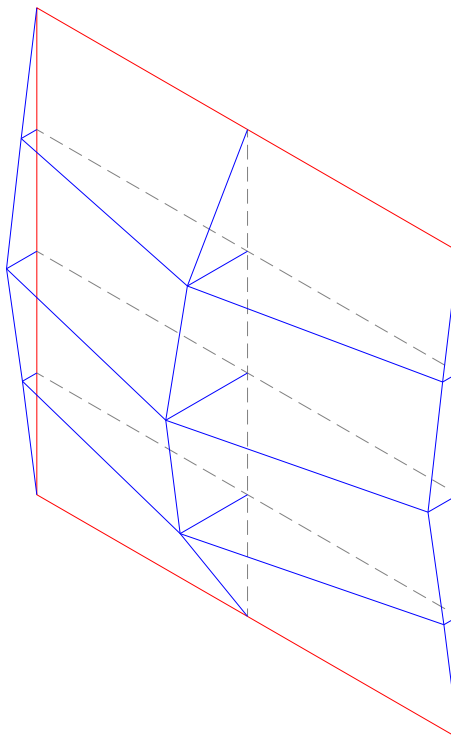


Figura 82. Esquemático isométrico escalado (20x) de deformación de prueba de 600°C.

El esquemático que se presenta en la Figura 82 detalla la forma de la deformación en el muro en sus puntos de muestreos donde se observa la inclinación térmica general en el muro hacia la fuente de calor siendo más pronunciada en el eje central del muro. Este patrón de deformación es semejante a la prueba anterior pero con valores mayores.

El esquemático isométrico anterior puede ser contrastado con el modelo analítico en la imagen de contornos de la Figura 83 en el que se observó que la distribución de deformaciones tiene un patrón radial con origen en el centro del muro. También se observan ciertos detalles que ocurren cercanos a los puntos de apoyo superior e inferior en sus esquinas donde existen ciertos valores negativos de deformación y que se aprecian en formas de quiebre en el muro cercano a la junta.

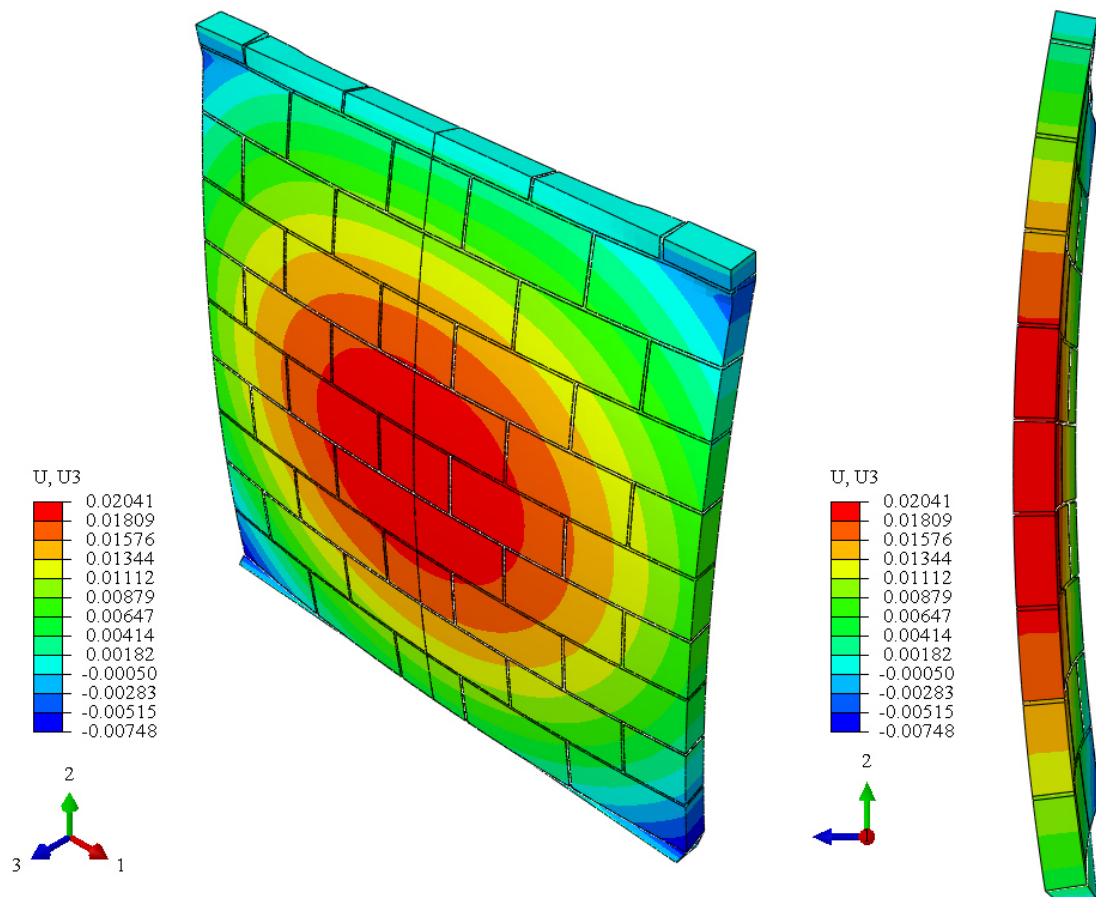


Figura 83. Contornos de deformación  $U_3$  en muro en prueba de  $600^{\circ}\text{C}$  (m).



El tipo de deformación existente acentúa el giro que se reporta en el extremo superior en su punto central como se observa en la Figura 84 en el que tiene un seguimiento suave desde el 30% del tiempo de la prueba hasta llegar a un valor de 2.19°. Lo cual genera un aumento de los esfuerzos diferenciales en el espesor del muro tal como se muestra en la Figura 85, donde no es posible inferir un único nivel de esfuerzos.

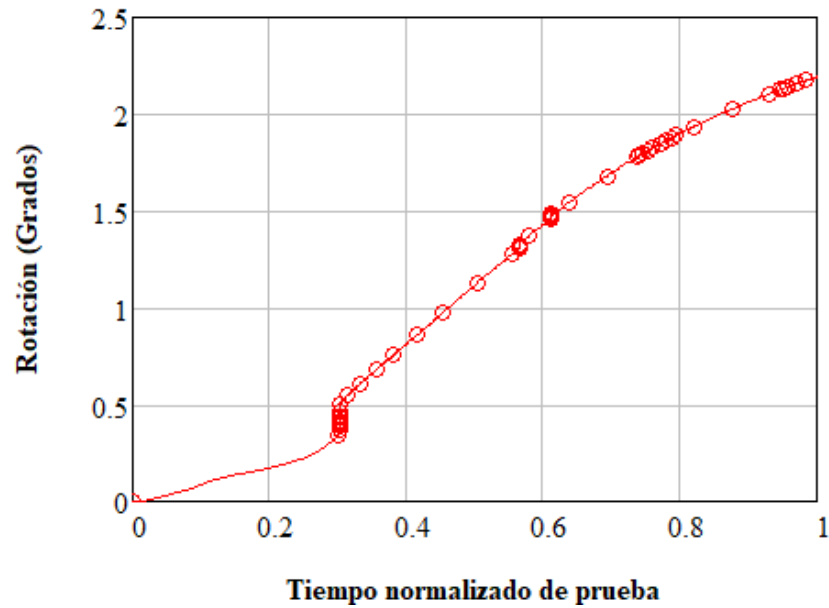


Figura 84. Rotación de frontera superior con respecto a tiempo de prueba normalizado (600°C).

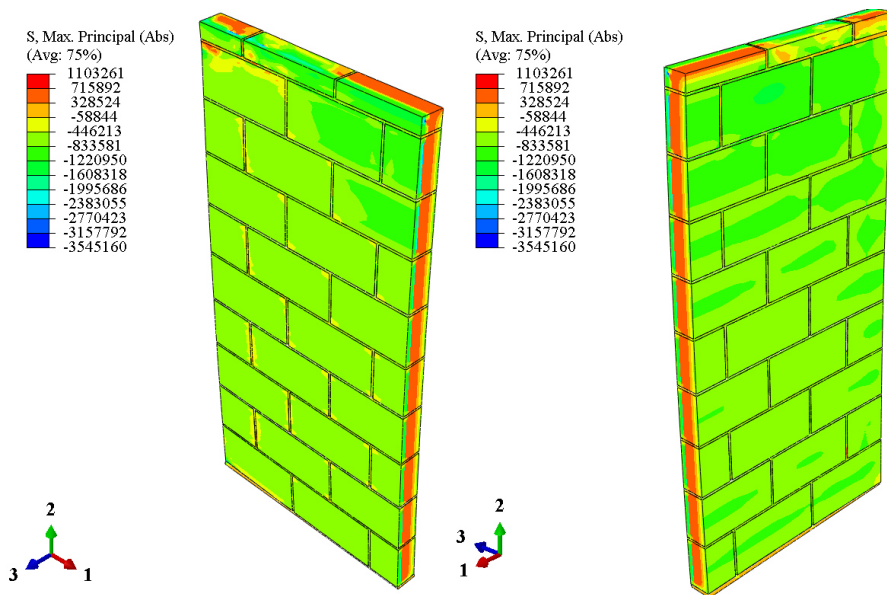


Figura 85. Esfuerzos máximos principales finales de prueba térmica a 600°C (N/m<sup>2</sup>).

#### 4.2.2.4 Carga térmica 800°C

La prueba con carga térmica de 800°C se desarrolló en un tiempo desde el inicio de 40 minutos, tiempo en el cual se alcanzó la temperatura objetivo en la cara expuesta. La temperatura de exposición al final de la prueba fue de 885°C en la curva estándar utilizada.

En la Figura 86 se observa la distribución en contornos de la temperatura en el muro donde se observa una mayor uniformidad de temperaturas entre los bloques y el mortero en la cara expuesta en contraste con las pruebas a menor temperatura, así como tampoco se observan transiciones de temperatura en la cercanas al mortero en los bloques. La temperatura máxima alcanzada en el muestreo en bloques tenemos de 809°C y en morteros de 795°C. La influencia de la exposición en el lado frío se representa en el gráfico como un aumento significativo.

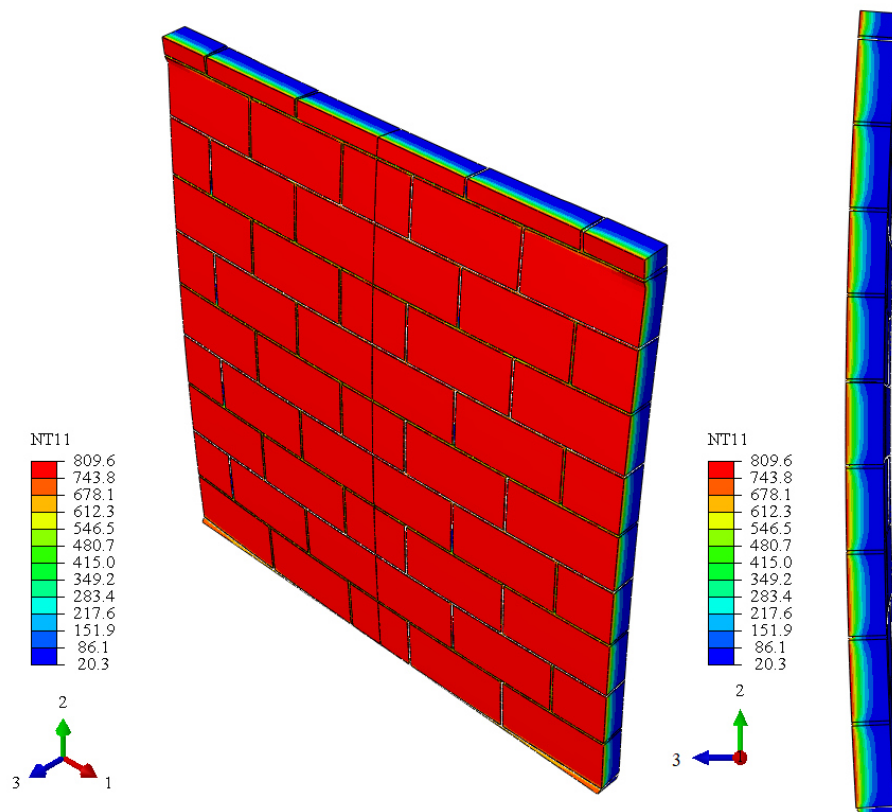


Figura 86. Modelo computacional con contornos de temperatura de muro de concreto ligero a temperatura de 800°C (deformación escalada 1x).

El desarrollo de la temperatura a lo largo de la prueba en bloques se observa en la Figura 87, se observó que las temperaturas están más cercanas a la curva estándar de prueba [6], las temperaturas en los diferentes puntos de muestreo son muy semejantes entre sí, siendo la mayor en el punto central (BLQ Cen\_Cal) y variando entre 9°C menos en la frontera superior (BLQ Fron\_Sup\_Cal) a 14°C menos en su frontera lateral (BLQ Front\_Lat\_Cal). Las temperaturas en el lado frío tuvieron un incremento de solo 11°C lo cual aunque despreciable gráficamente indicó una profundidad de influencia de la cara caliente mucho más intensa que en las pruebas anteriores relacionada con el tiempo de exposición a la carga térmica.

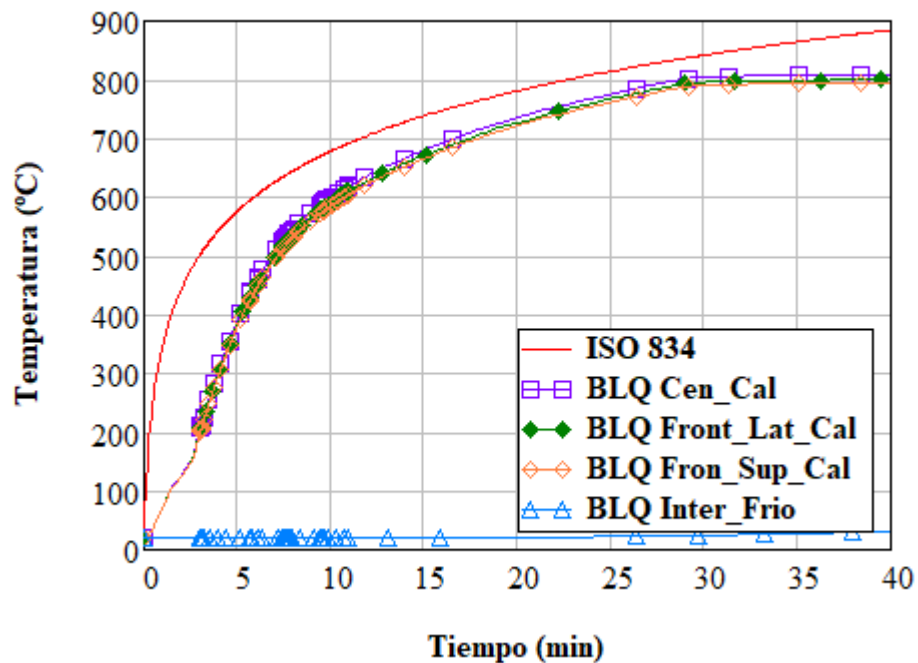


Figura 87. Desarrollo de temperatura en bloques de concreto ligero a 800°C.

El comportamiento del mortero en ambos extremos frío y caliente del muro se observan en la Figura 88 donde a este tiempo de exposición es más acentuado el aumento de temperaturas en la primera mitad de la prueba en el lado caliente (Cal), en la siguiente mitad la relación de temperatura en el tiempo es menor. La temperatura máxima registrada es de 772°C (MRT V\_Cal) y 751°C en otro punto de muestreo (MRT H\_Cal). En cuanto al lado frío estas solo aumentaron de 1.5-2°C; mostrando que la influencia de la exposición comienza a desarrollarse en todo el perfil del muro en las juntas de mortero.

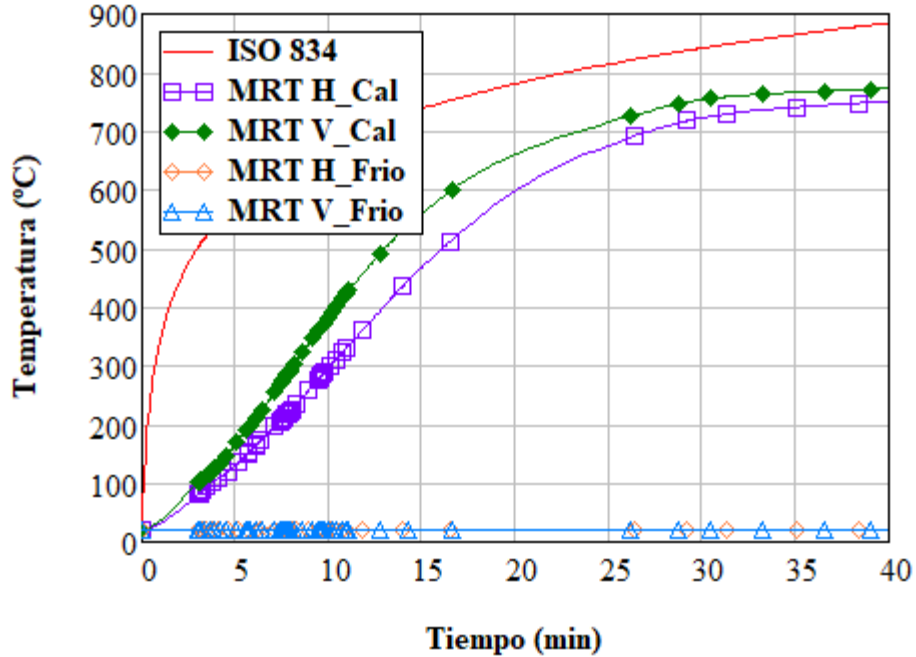


Figura 88. Desarrollo de temperatura en mortero en carga térmica de 800°C.

Los perfiles de temperatura muestran la temperatura a la profundidad para los tiempos medio (20 minutos) y final para los bloques en la Figura 89 y para morteros en la Figura 90. Ambas muestran la transferencia de calor que se da en el espesor del muro y aumento de temperatura en el material.

En bloques se observó que la temperatura en el lado caliente de 809°C al final de la prueba tiene una diferencia del tiempo medio de solo 75°C y que el seguimiento es semejante. La influencia de temperatura en el espesor del muro también es evidente ya que para el tiempo total se observa un incremento en todos los intervalos de medición. La distancia desde el lado caliente que supera los 100°C que puede tener influencia en el contenido de agua de las piezas es de 5.73 cm por lo que supera la mitad del espesor del muro; a los 20 minutos se encuentra a los 3.88 cm.

En el mortero la temperatura máxima se registró en los 752°C a los 40 minutos, mostrando que la influencia de temperatura aunque menor que al final de la prueba también ha penetrado en una distancia mayor del 80% del espesor. El seguimiento de ambos tiempos es semejante y la cercanía de la temperatura máxima a los 20 minutos es de 150°C.

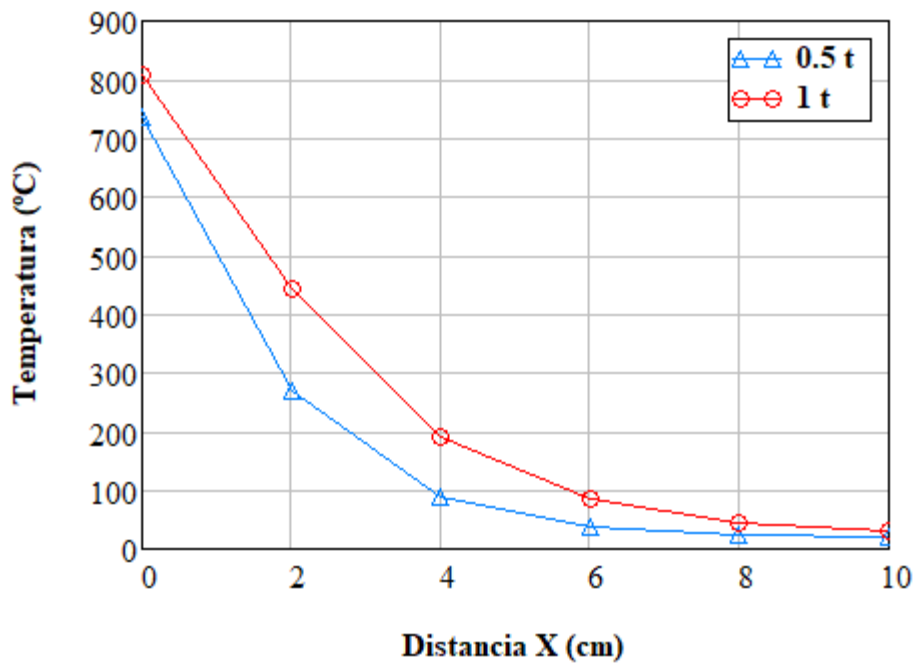


Figura 89. Perfil de temperaturas en bloque de concreto ligero a 800°C.

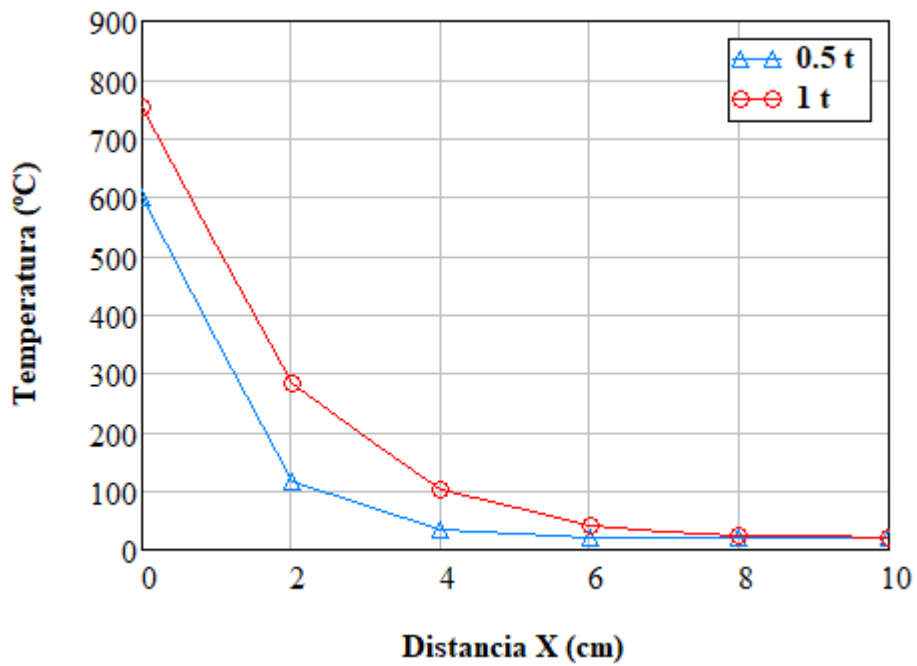


Figura 90. Perfil de temperaturas en mortero a 800°C.

El perfil del muro con contornos de temperatura final de la prueba a 800°C se observa en la Figura 91, se observó el nivel de temperatura a lo largo del perfil, el cual gráficamente se infiere que esta está desarrollada en gran parte de la sección transversal, además se sigue observando pero de manera menos intensa la transición entre las juntas de mortero y de bloque, dibujándose el retraso del aumento de temperatura en el mortero a los 40 minutos de la prueba.

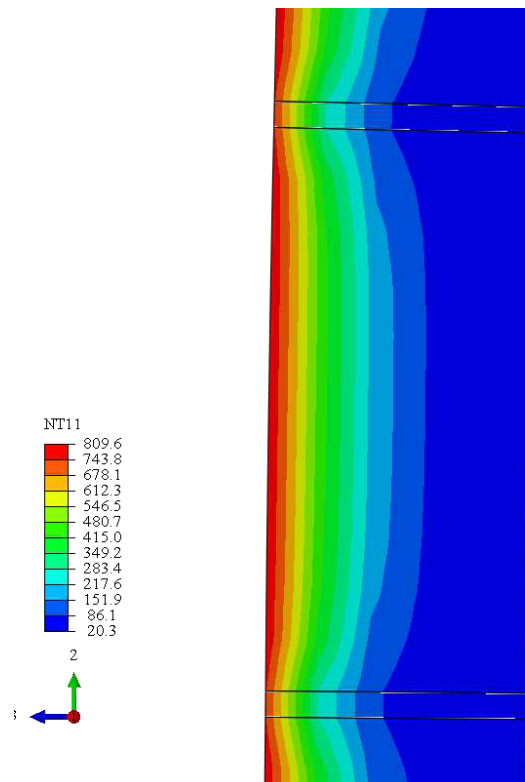


Figura 91. Perfil de muro con contorno de temperatura a 800°C.

En la gráfica siguiente (Figura 92) se observa el comportamiento de deformación de puntos de muestreo durante la duración de la prueba, en esta la deformación máxima se registró cercana al punto central (CC) con 38.47 mm, el seguimiento que describe esta curva máxima es suave, le sigue en valor en el punto central inferior (CD) con un valor de 32.31 mm y en el superior (CU) con 27.94 mm. En los extremos el seguimiento en el punto superior (EU) no muestra un cambio significativo después de los 11 minutos y uno muy gradual en el inferior; en el punto central (EC) el incremento es el mayor con un valor de 5.03 mm.

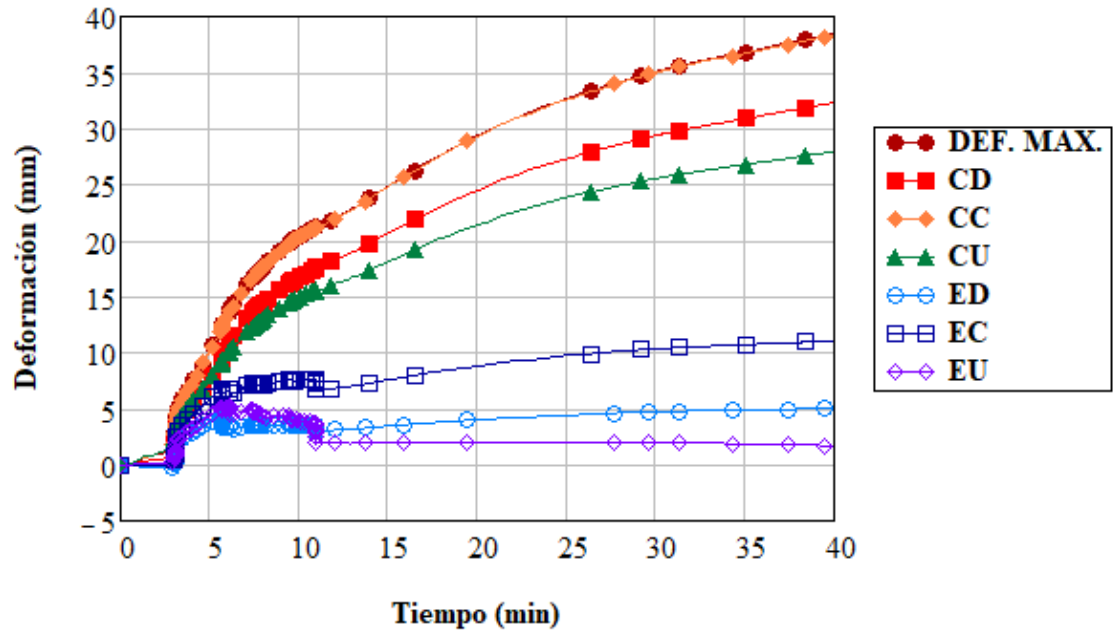


Figura 92. Deformaciones fuera del plano en muro a 800°C.

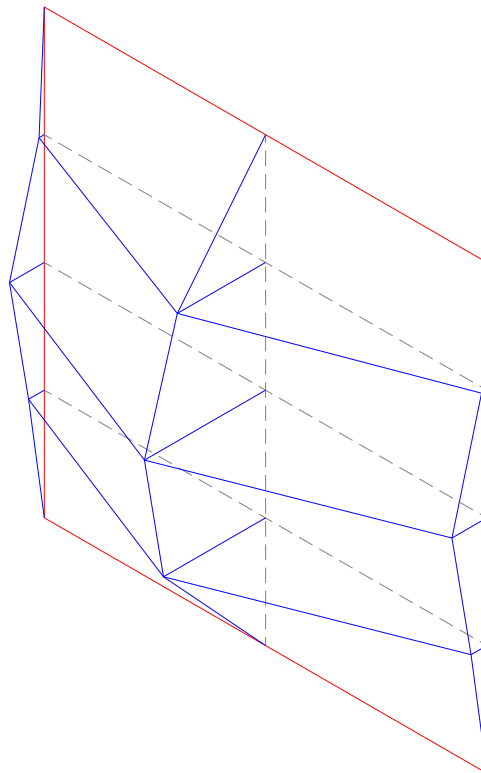


Figura 93. Esquemático isométrico escalado (15x) de deformación de prueba de 800°C.

La deformación final observada en la gráfica de la Figura 92 se representan en el esquemático isométrico en la Figura 93 en los cuales se observa que la deformación sigue una inclinación hacia la cara caliente siendo acentuándose principalmente en el centro; las deformaciones en los extremos laterales son menores especialmente en el punto EU, donde esta es en apreciación gráfica menor.

Los contornos de colores de la siguiente imagen (Figura 94) dibujan las deformaciones generales del modelo analítico; los desplazamientos fuera del plano del muro se encuentran hacia el centro y en forma radial disminuyen hasta los extremos, el quebramiento del muro en las esquinas superiores es más evidente y grafican lo que en el esquemático isométrico se observó ya que se tienen deformaciones negativas en esos puntos.

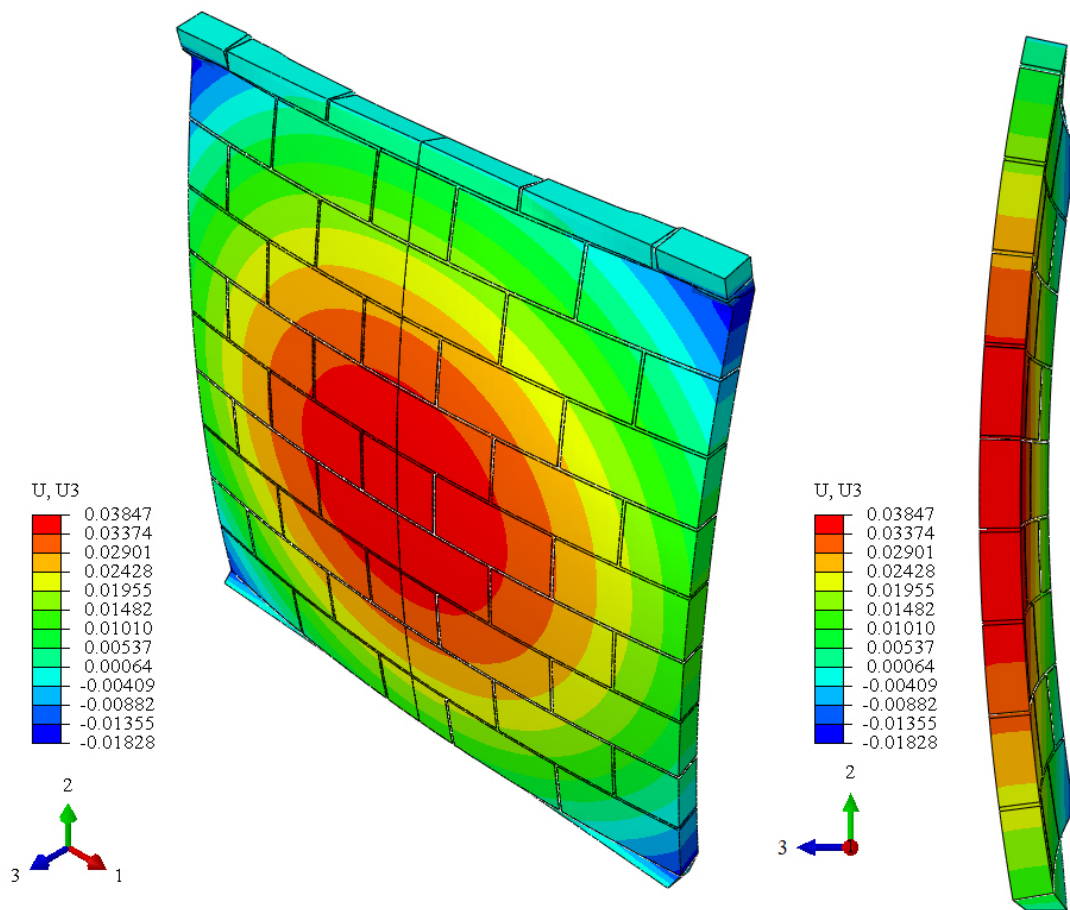


Figura 94. Contornos de deformación  $U3$  en muro en prueba de  $800^{\circ}\text{C}$  (m).



Las rotaciones en la parte central en el extremo superior del mudo se grafican en la Figura 95, en donde el seguimiento es semejante a la forma de la gráfica de deformaciones (ver Figura 92) el cual tiene un incremento suave con un giro de  $4.15^\circ$ . Los esfuerzos derivados de estas rotaciones se observan en el contorno de esfuerzos máximos principales al final de la prueba en la Figura 96 y que observa un esfuerzo máximo en la zona central de la cara fría del muro, como estado inicial para la etapa estructural

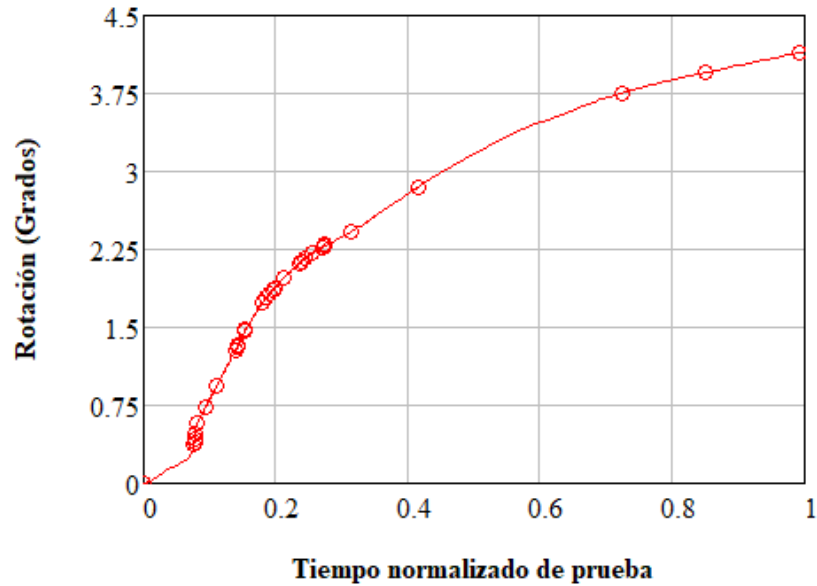


Figura 95. Rotación de frontera superior con respecto a tiempo de prueba normalizado ( $800^\circ\text{C}$ ).

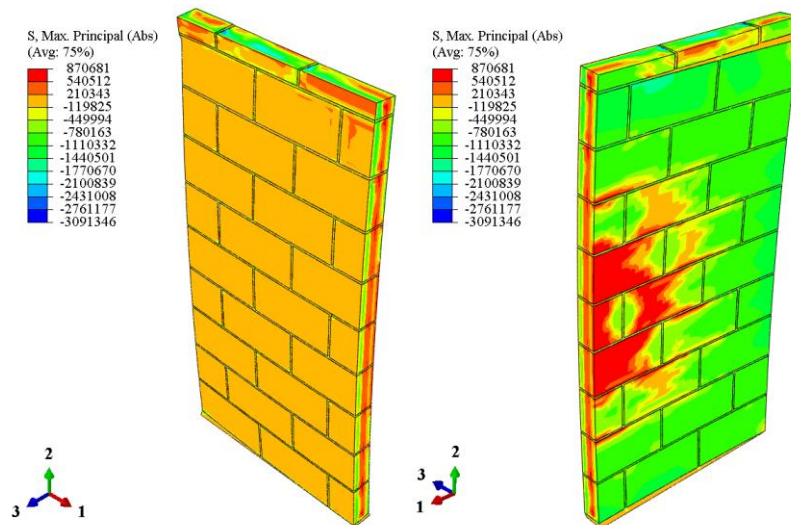


Figura 96. Esfuerzos máximos principales finales de prueba térmica a  $800^\circ\text{C}$  ( $\text{N}/\text{m}^2$ ).

### 4.2.3 Resultados estructurales

Los resultados térmicos fueron obtenidos en una segunda etapa analítica donde el modelo analítico del muro finaliza un análisis térmico y el estado final de esfuerzos, deformaciones y temperatura se convirtió en el estado inicial de la etapa estructural para cada nivel de temperatura.

Se describe a continuación el desarrollo estructural primeramente para un muro de mampostería de concreto ligero que no tiene alguna afectación térmica en el estado de carga a una temperatura de cámara y materiales de 20°C así como sus correspondientes propiedades mecánicas en estado normal. Se continua con el estado de carga mecánica hasta la fuerza máxima que soportaron los modelos analíticos tras la carga por temperatura correspondiente a las temperaturas de 200°C, 400°C, 600°C y 800°C. La etapa estructural comienza y finaliza con la aplicación a velocidad constante de carga mecánica en la frontera superior el muro en el modelo analítico (ver Figura 97).

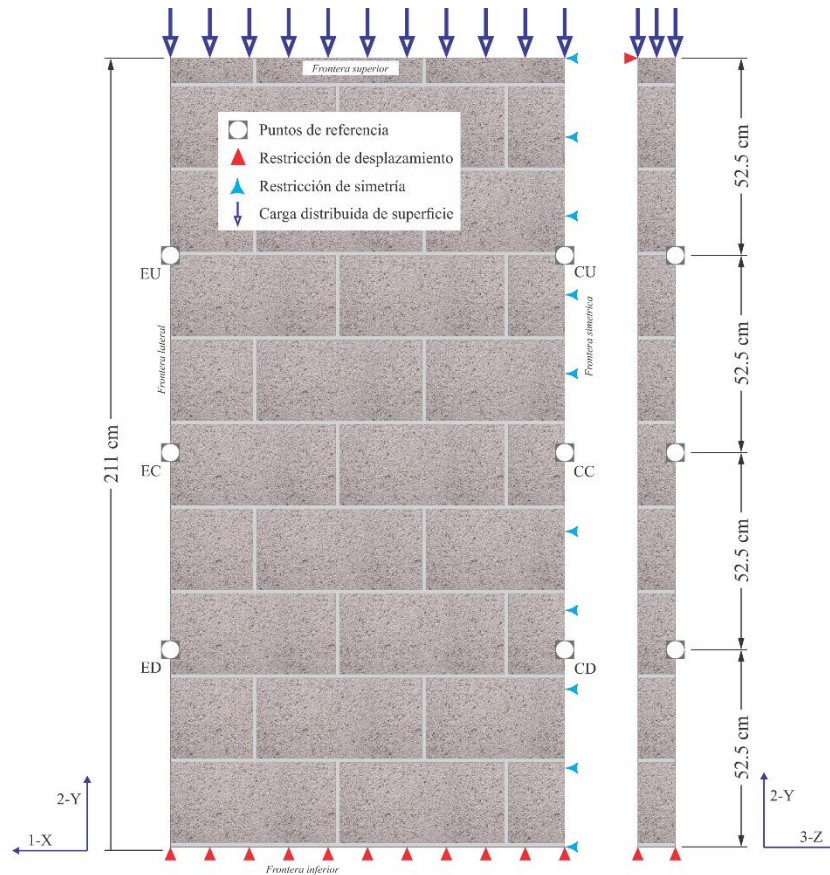


Figura 97. Esquemático de muro de concreto ligero con referencias para carga estructural.

Las variables de salida que se utilizan en el estado térmico totalmente acoplado por ABAQUS/Standard que se tomaron en cuenta para el reporte de resultados de la etapa de cargas estructurales son:

- Deformaciones logarítmicas unitarias (LE).
- Desplazamientos nodales (U).
- Componentes de esfuerzos ortogonales (S).
- Deformaciones plásticas (PE).
- Magnitud de la deformación plástica como indicador de la presencia de la fluencia del material (PEMAG).

#### 4.2.3.1 Carga estructural a temperatura uniforme (20°C)

La prueba a temperatura uniforme y normal tuvo como resultado una curva de esfuerzo-deformación que se muestra en la Figura 98 que resulta en un esfuerzo máximo de 5.2 MPa, se observó la ocurrencia de una etapa elástica y otra no elástica, donde la fluencia del material comenzó en un esfuerzo de 4.03 MPa que es un 77.5% del esfuerzo máximo y una deformación unitaria de 0.003 mm/mm, la deformación máxima presente tiene un valor de 0.0061 mm/mm. El módulo elástico tangente a la línea de la fluencia tuvo un valor de 1160.04 MPa.

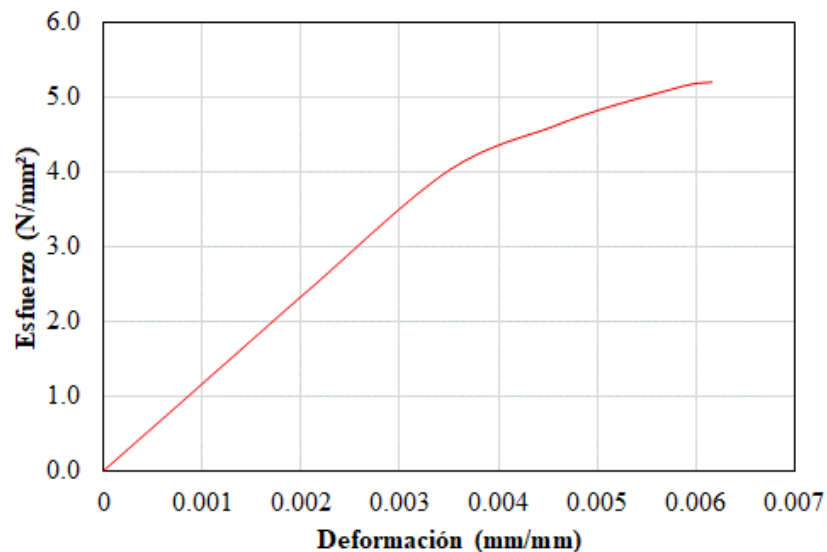


Figura 98. Curva esfuerzo-deformación de muro de concreto ligero a 20°C.

En el plano de deformaciones del muro se observó el comportamiento ante la acción de la carga y la influencia que tuvo el tipo de apoyo en sus fronteras permitiendo desplazamientos en la dirección horizontal (1) y restringiendo las expansiones en la dirección vertical o perpendicular a la carga (2), estas deformaciones se acentúan en forma aparente de cruz, expandiéndose desde las ramas de la cruz hacia las fronteras laterales en la dirección LE11 y comprimiéndose en la dirección de la carga vertical en LE22 siendo en las zonas de la cruz las de mayor deformación. En la Figura 99 se observan estas deformaciones unitarias en los puntos de integración (LE) en forma de contornos y que presenta el patrón descrito anteriormente, donde los valores negativos son acortamientos y los positivos son alargamientos.

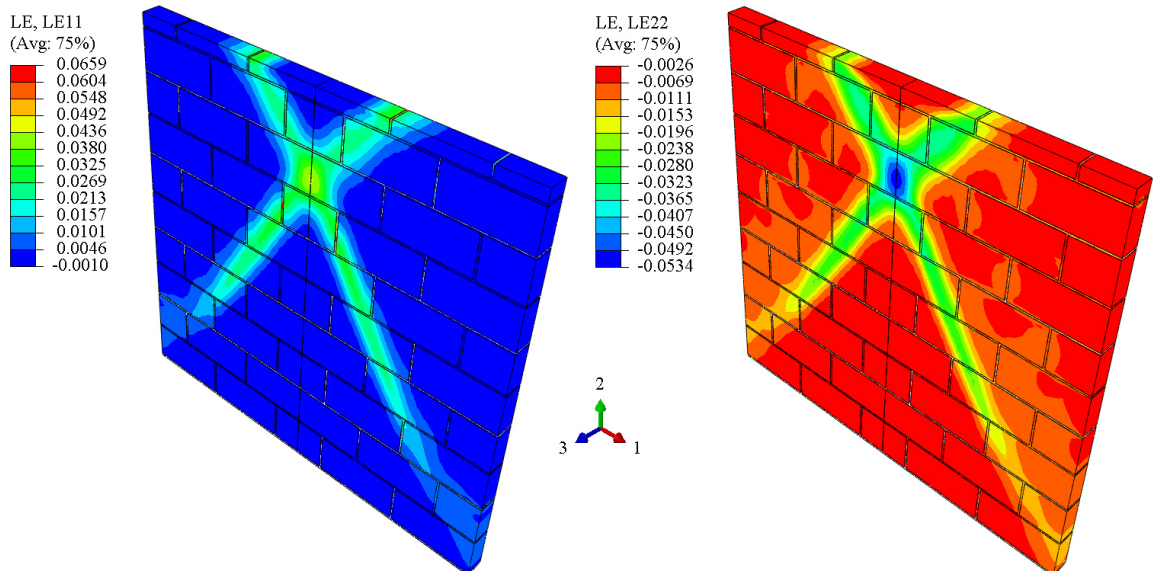


Figura 99. Deformaciones unitarias en muro a 20°C por carga estructural (LE11, LE22).

En el comportamiento perpendicular al plano del muro las deformaciones (U3) se dieron en ambas direcciones indicando una expansión libre en el eje (3) con un valor máximo de 2.3 mm, pero sin generar ningún pandeo aparente en ninguna dirección por lo que se descartó la ocurrencia de excentricidades de carga en esta prueba; en la Figura 100 se observa que la ocurrencia de la máxima deformación se encuentra localizado al centro horizontal del muro y a una altura mayor a  $\frac{3}{4}$  de la altura del muro justo en el punto descrito anteriormente que es la intersección de la cruz de deformaciones unitarias observadas en la Figura 99.

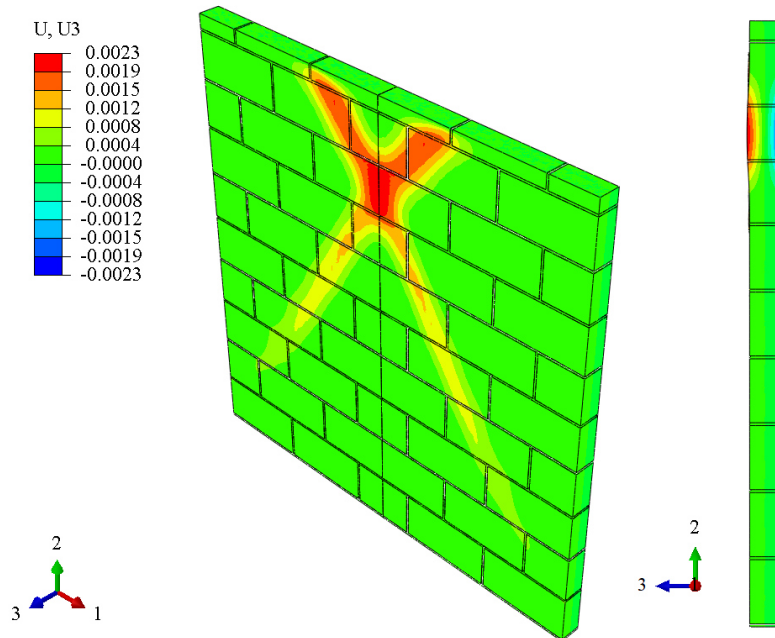


Figura 100. Deformaciones fuera del plano ( $U_3$ ) en perspectiva y corte transversal (Factor de escala 4x).

Siguiendo el mismo patrón de las deformaciones la presencia de deformaciones que exceden la fluencia de los materiales se manifestó en esta misma zona. En la Figura 101 se observan las magnitudes máximas de deformación plástica

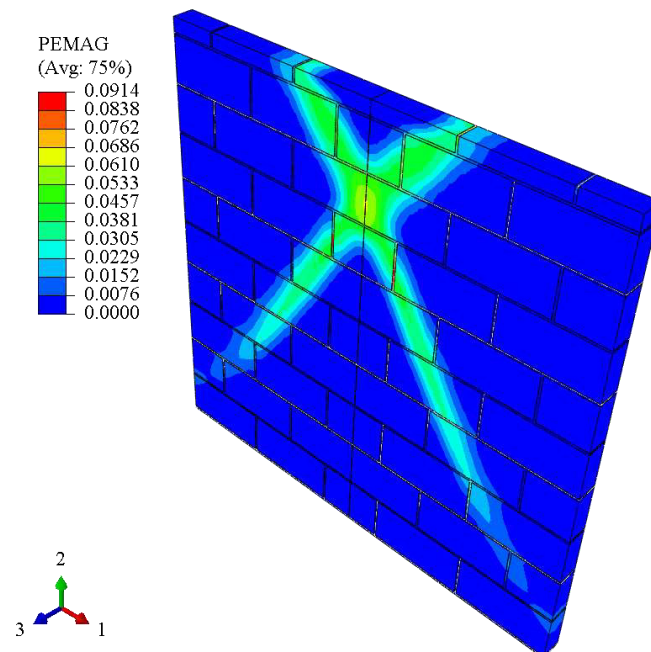


Figura 101. Deformaciones plásticas equivalente (PEMAG) en muro bajo carga estructural a  $20^\circ$ .

#### 4.2.3.2 Carga estructural 200°C

La prueba al muro de concreto ligero a un estado inicial de esfuerzos y temperatura proveniente de la prueba a 200°C y siendo sometido a una carga estructural vertical en la parte superior del muro resultó en una curva de esfuerzo-deformación que se observa en la Figura 102, en esta se presentó la ocurrencia de las etapas elástica y plástica donde la fluencia fue significativa en un esfuerzo 4.03 MPa y una deformación unitaria de 0.004 mm/mm a un porcentaje 80% del esfuerzo máximo que se presentó con un valor de 5.01 MPa con una deformación unitaria de 0.0065 mm/mm. La pendiente de la etapa elástica arrojó un módulo elástico con un valor de 1126.52 MPa

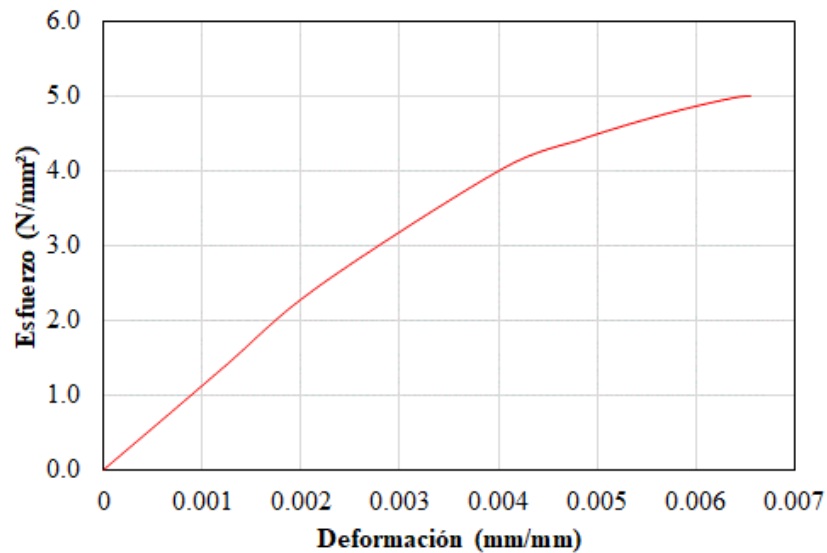


Figura 102. Curva esfuerzo-deformación de muro de concreto ligero a 200°C.

En las deformaciones presentes en el plano, se observó el seguimiento de las deformaciones en LE11 como expansiones varios puntos de integración en dirección de las fronteras laterales, y en esta etapa es importante considerar que los valores presentes son una continuación de una etapa térmica como estado inicial. Las deformaciones en LE22 o en la dirección vertical se conservaron como compresiones. En ambos casos las deformaciones máximas se presentan en un patrón en forma de cruz situado al centro horizontal del muro y a más de  $\frac{3}{4}$  de la altura del muro estos detalles se pueden observar gráficamente en la Figura 103.

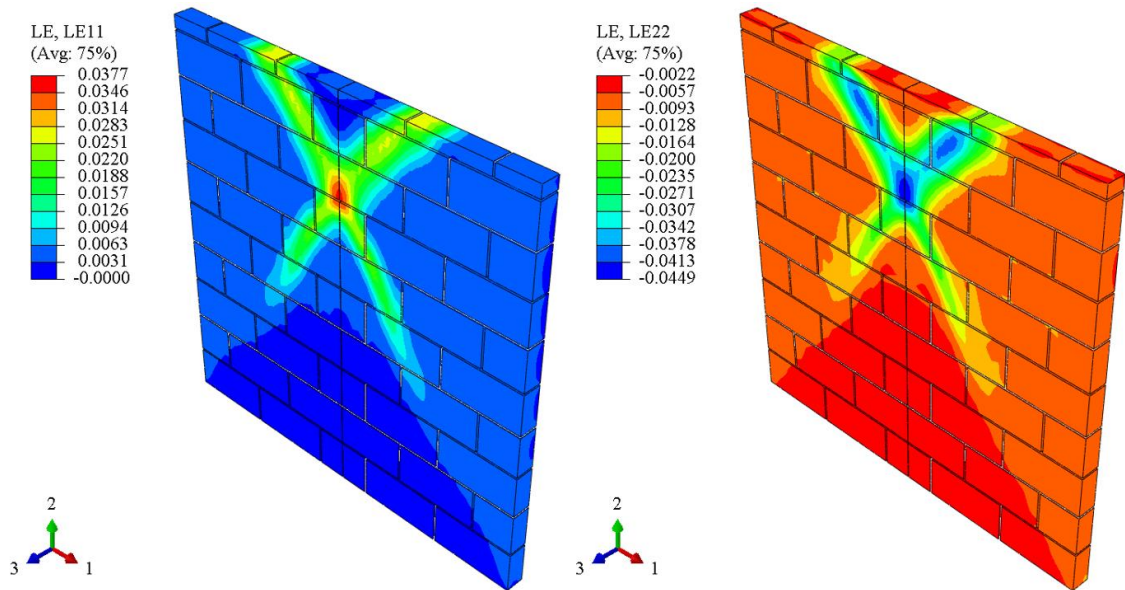


Figura 103. Deformaciones unitarias en muro a 200°C por carga estructural (LE11, LE22).

Las deformaciones fuera del plano en U3 al inicio en un estado deformado inicial debido a la inclinación térmica se observa en la siguiente figura el estado inicial y final de la prueba. Al inicio la máxima deformación se encuentra al centro del muro hacia el lado de la exposición de la temperatura, al final de la prueba estructural se presenta una inversión en la deformación al centro del muro que es observable en el corte lateral al centro del muro en el último estado con un valor máximo de 9 mm alejándose del fuego.

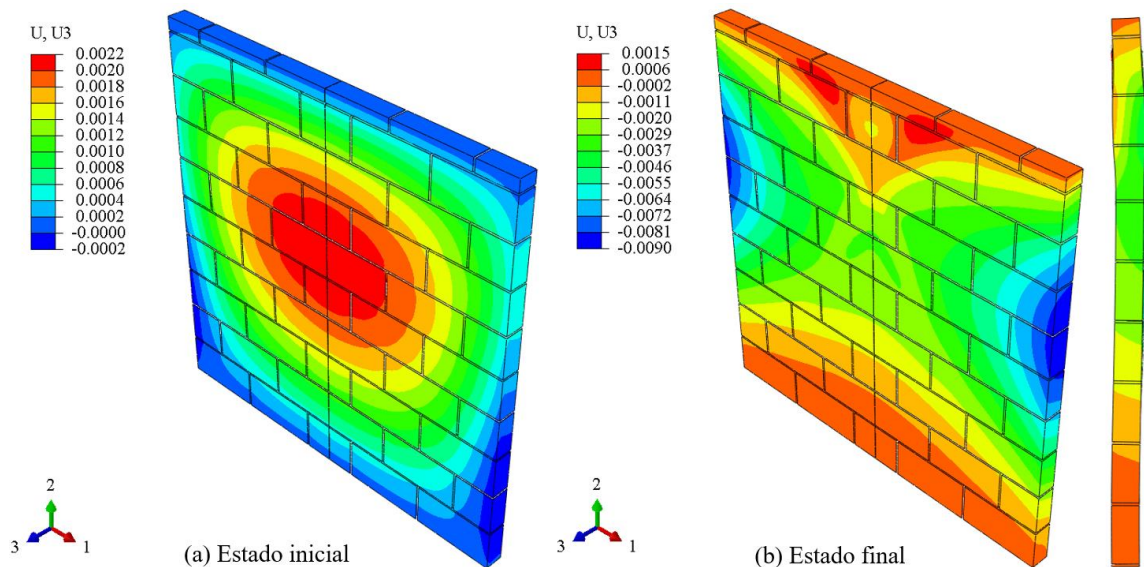


Figura 104. Deformaciones U3 en prueba estructural en muro a 200°C (m).

Tomando en cuenta el punto en el centro del muro al final de la prueba térmica (CC), se observa en la siguiente figura que a partir de la prueba térmica todas las deformaciones tendieron a aumentar hacia el fuego y siguió esta tendencia durante la etapa estructural hasta un poco antes de la mitad del tiempo de la prueba donde se alcanzó su máximo valor de 2.75 mm y descendiendo hasta los -2.65 mm alejándose del fuego. Esta deformación es semejante en el indicador de las rotaciones que se presentaron en la parte superior del muro con un valor de 0.35° máxima y mínima de -0.29° (ver Figura 106).

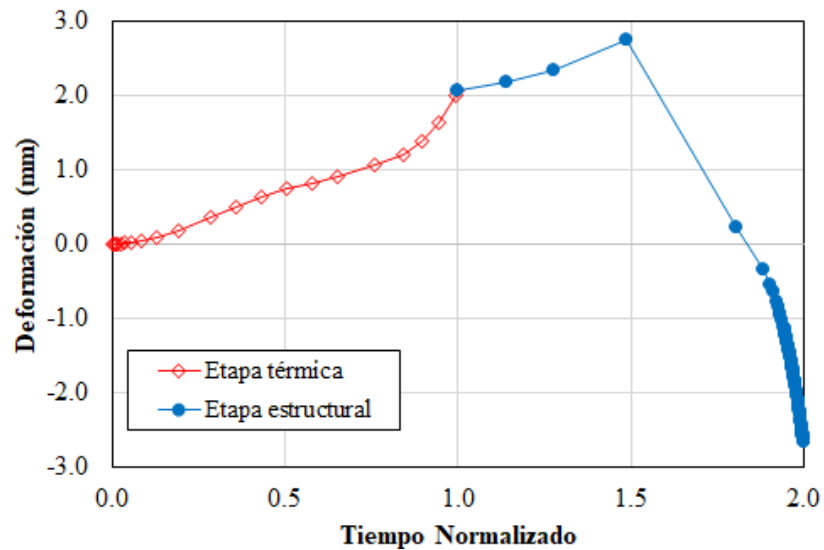


Figura 105. Deformaciones en tiempo normalizado fuera del plano en punto CC a 200°C.

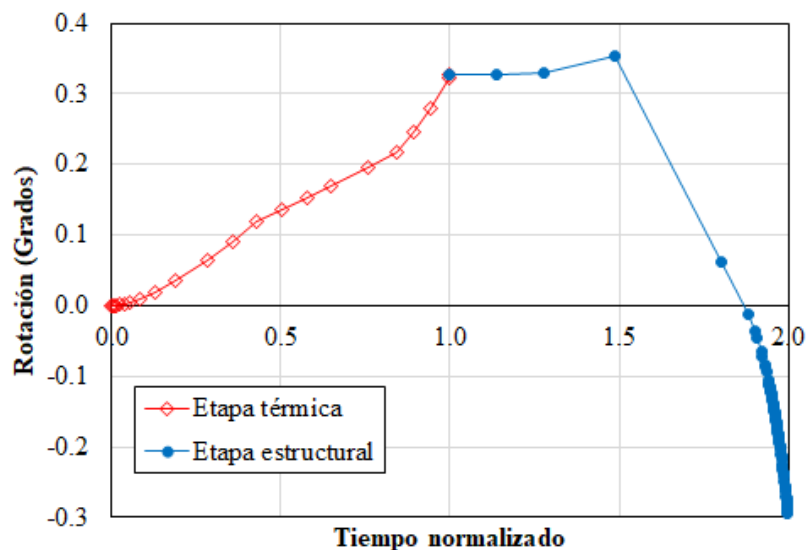


Figura 106. Rotaciones superiores en tiempo normalizado en muro a 200°C.



#### 4.2.3.3 Carga estructural 400°C

La prueba estructural bajo cargas mecánicas del muro calentado a 400°C desarrolló una resistencia máxima en la prueba de compresión desde el estado inicial de la prueba térmica de 2.93 MPa con una deformación unitaria de 0.0041 mm/mm; la fluencia se presentó a los 2.55 MPa a una deformación de 0.0024 mm/mm. En la Figura 107 se observa este comportamiento que describe la elasticidad e inelasticidad del material, además como resultado se observa una pendiente en la primera etapa de 1075.32 MPa hasta un 87% del esfuerzo máximo que se registró en la prueba.

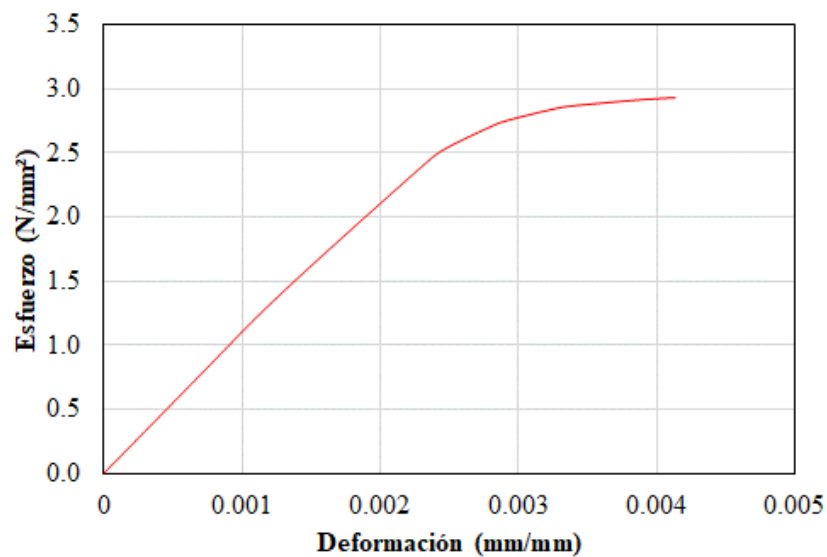


Figura 107. Curva esfuerzo-deformación de muro de concreto ligero a 40°C.

Las deformaciones unitarias que se presentaron en el muro en la dirección LE11 u horizontales difirieron entre la cara expuesta y la no expuesta al calor, observándose que las expansiones máximas se presentaron en la cara no expuesta en un punto concentrado al final de la sexta línea de bloques indicando en esa zona una concentración de esfuerzos. Las deformaciones verticales en dirección de la carga aplicada (LE22) resultaron en alargamientos en una franja horizontal en el muro en la cara expuesta que indica una zona en tensión y en su contraparte en la cara no expuesta se registraron los máximos de deformación de acortamiento o compresión, indicando la presencia de una flexión en esta zona del muro (ver Figura 108).

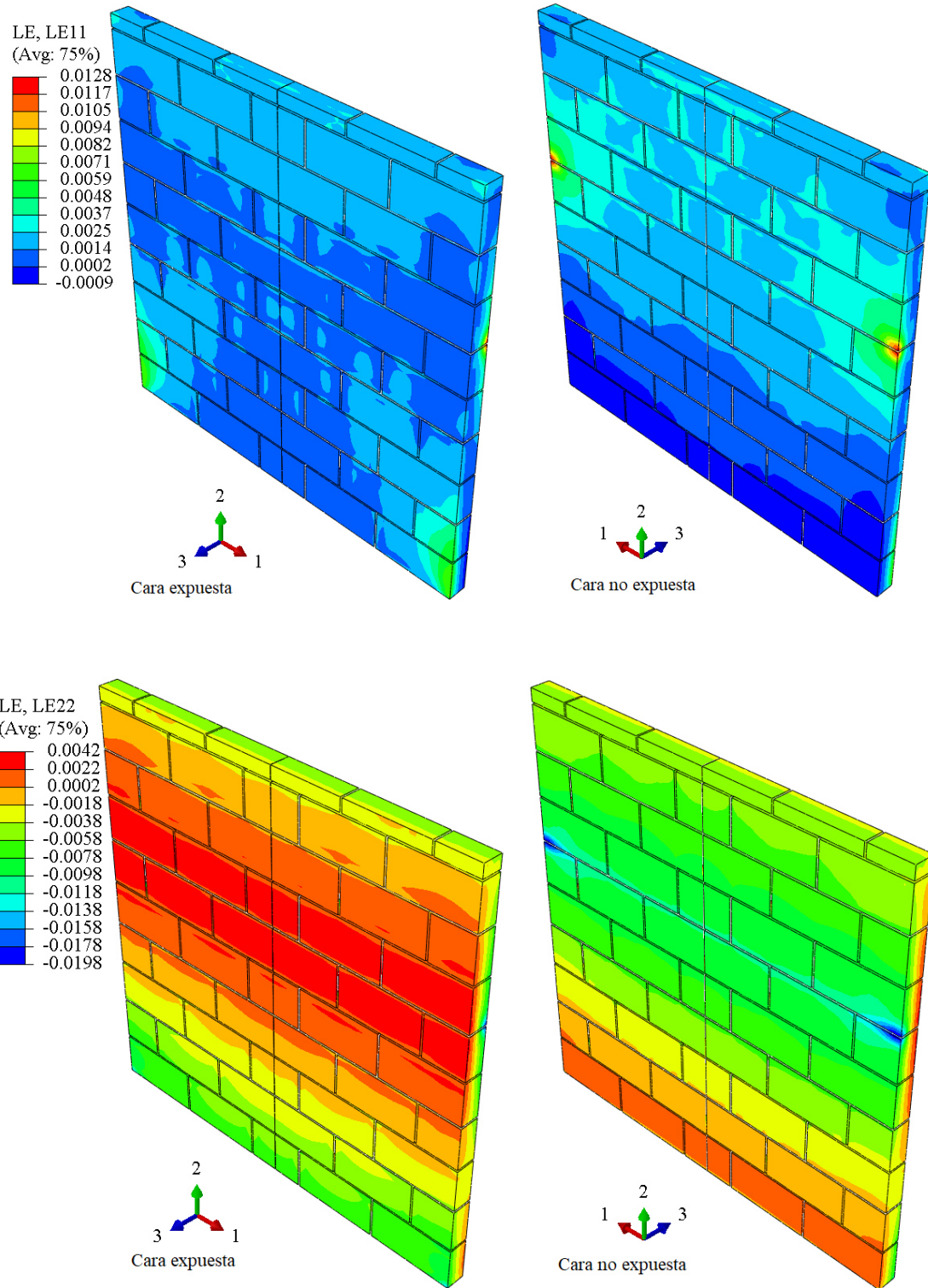


Figura 108. Deformaciones unitarias en muro a 400°C por carga estructural ambas cargas (LE11, LE22).

Las deformaciones en la dirección perpendicular al plano (U3) se observan en la siguiente Figura 109 el estado inicial y el final de la prueba, en el que las deformaciones máximas entre el inicio 10.6 mm es de y al final de 46 mm ubicado en una franja horizontal con dirección hacia el origen de la temperatura con aumento entre estados de 35.4 mm. La inclinación térmica hacia el fuego ya se observa en el estado inicial al final de la prueba térmica pero principalmente en un óvalo de deformaciones al centro del muro y se acentúa en forma de una franja tras la aplicación de la carga al final de la prueba estructural.

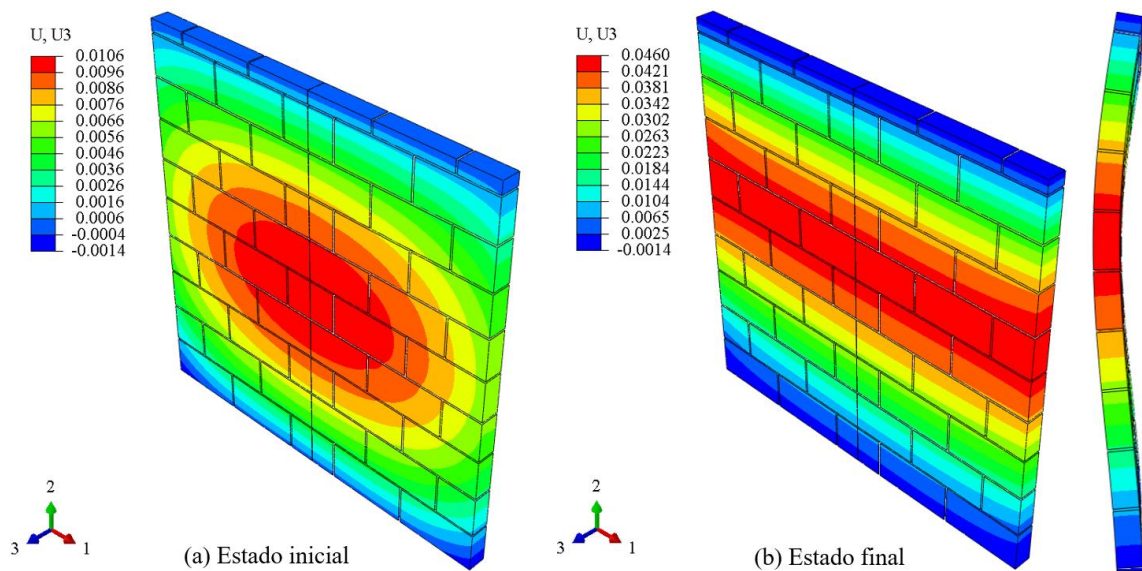


Figura 109. Deformaciones U3 en prueba estructural en muro a 400°C (m).

Las deformaciones en el punto de obtención de datos térmicos CC se desarrollaron también durante la prueba estructural y se observa en la Figura 110 donde este punto de muestreo al inicio de esta prueba solo se había deformado un 25% aproximadamente de la deformación final que en este lugar tuvo un valor de 42.31 mm.

Al observar la Figura 111 los resultados indican el seguimiento de una rotación en la parte superior del muro que asemeja el desarrollo de deformaciones que se ha descrito anteriormente, esta rotación indicó la generación de flexiones en la altura del muro; el valor máximo de rotación es de 4.79° hacia el fuego, comenzando con un giro inicial al final de la prueba térmica de 1.16°, de manera que la demanda de rotaciones aumentó en el muro en más 4 veces el valor inicial. El seguimiento de esta curva se asemeja en forma a la de deformaciones en el punto CC al centro horizontal y vertical del muro.

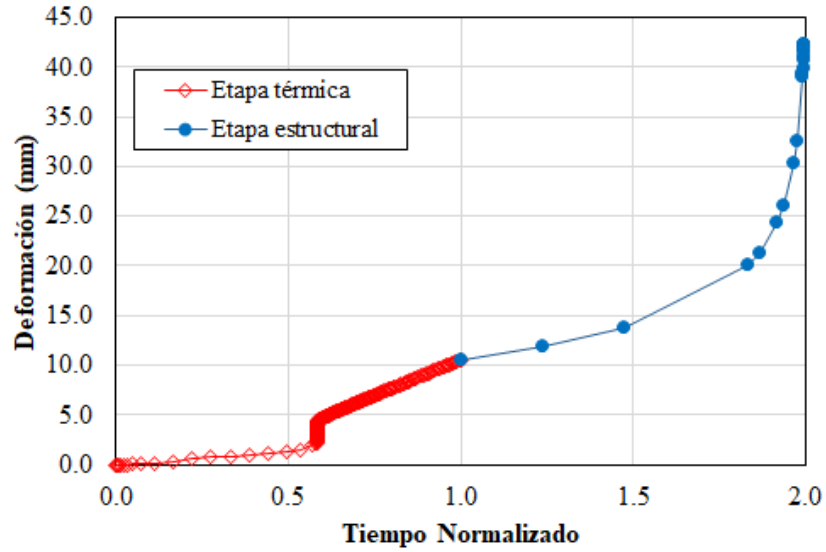


Figura 110. Deformaciones en tiempo normalizado fuera del plano en punto CC a 400°C.

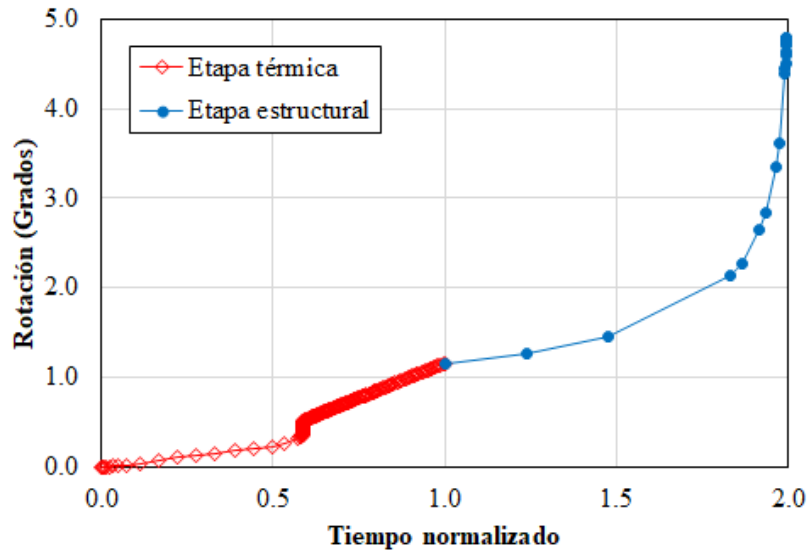


Figura 111. Rotaciones superiores en tiempo normalizado en muro a 400°C.

#### 4.2.3.4 Carga estructural 600°C

La Figura 112 muestra la gráfica esfuerzo deformación del muro que se expuso al calor hasta una temperatura de 600°C en la cara expuesta, en ella se observan dos etapas de comportamiento la primera hasta un esfuerzo último de elasticidad con un valor de 1.52 MPa y una deformación de inicio de fluencia 0.00157 mm/mm, la pendiente que indica el módulo de elasticidad se determinó con un valor promedio de 1026.70 MPa; la segunda

etapa plástica tuvo un valor máximo de resistencia a la carga a la compresión de 2.46 MPa y una deformación unitaria de 0.00488 mm/mm.

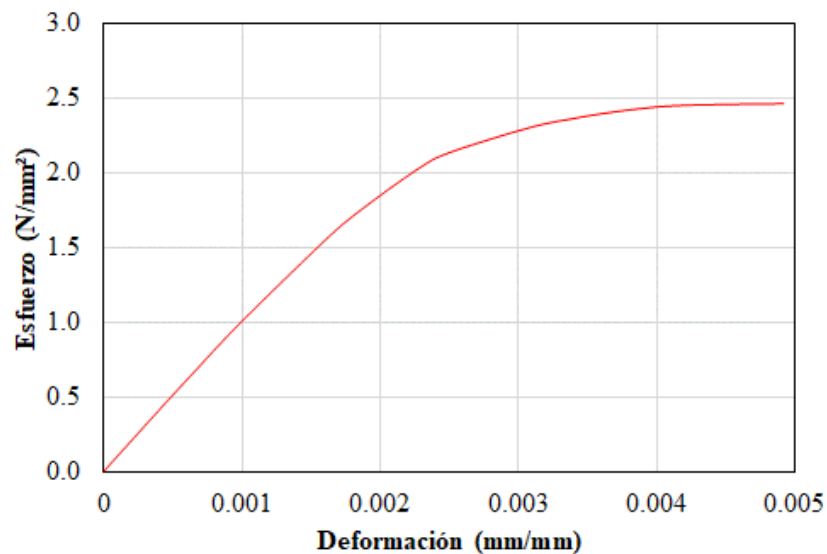


Figura 112. Curva esfuerzo-deformación de muro de concreto ligero a 600°C

Las deformaciones unitarias en las líneas de acción horizontal (LE11) y vertical (LE22) se presentan para la cara expuesta a la fuente de calor y el lado frío o no expuesto en la Figura 113.

Las deformaciones sobre (LE11) mostraron un seguimiento principalmente en el rancho de alargamientos concentrándose principalmente en una zona localizada en la cara no expuesta, sin embargo se comienzan a presentar compresiones especialmente en zonas bajas y extremos en la cara no expuesta. El desarrollo de estas deformaciones se presenta como en casos anteriores de manera que este es resultado de la libertad en las fronteras laterales que permiten la libre expansión del material.

En la dirección vertical (LE22) predominan en ambas caras los acortamientos por compresión principalmente en la cara no expuesta, en la cara opuesta en la misma franja se observan algunos alargamientos del material indicando un par de esfuerzos en ambos extremos. Estas deformaciones se observan en una fuente de inestabilidad del muro por lo que es la zona propensa a generar la falla debido a la carga mecánica ejercida.

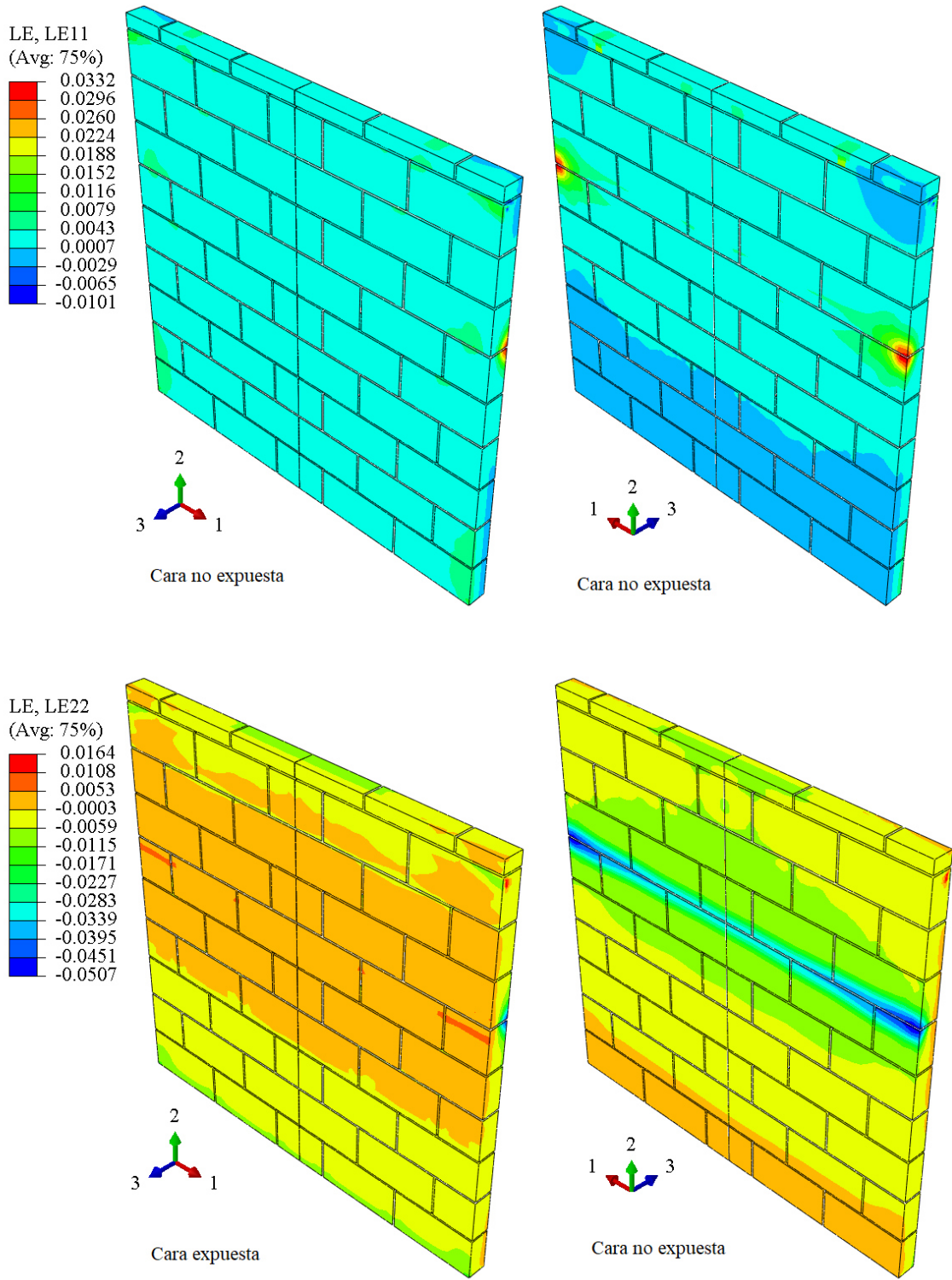


Figura 113. Deformaciones unitarias en muro a 600°C por carga estructural ambas cargas (LE11, LE22).

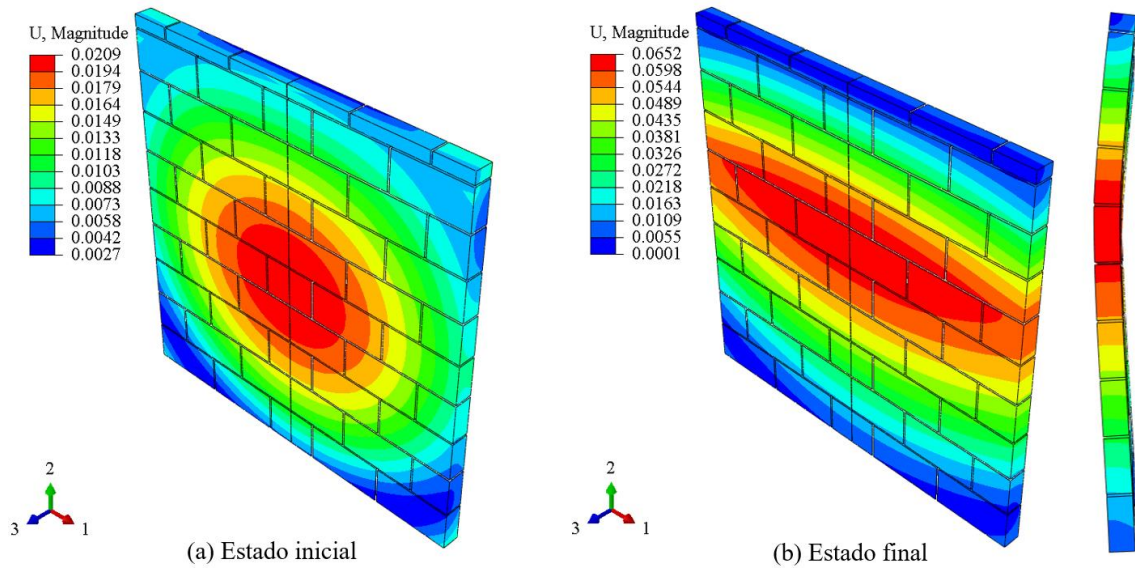


Figura 114. Deformaciones  $U_3$  en prueba estructural en muro a  $600^{\circ}\text{C}$  (m).

Las deformaciones fuera del plano tienen un valor máximo al final de la prueba estructural de 65.2 mm al centro del muro de forma horizontal y aproximadamente en la sexta línea de bloques a 0.6h en la franja de deformaciones máxima, esta transición de deformaciones provino de un campo de deformaciones máximas al centro del muro en forma ovoide (Figura 114).

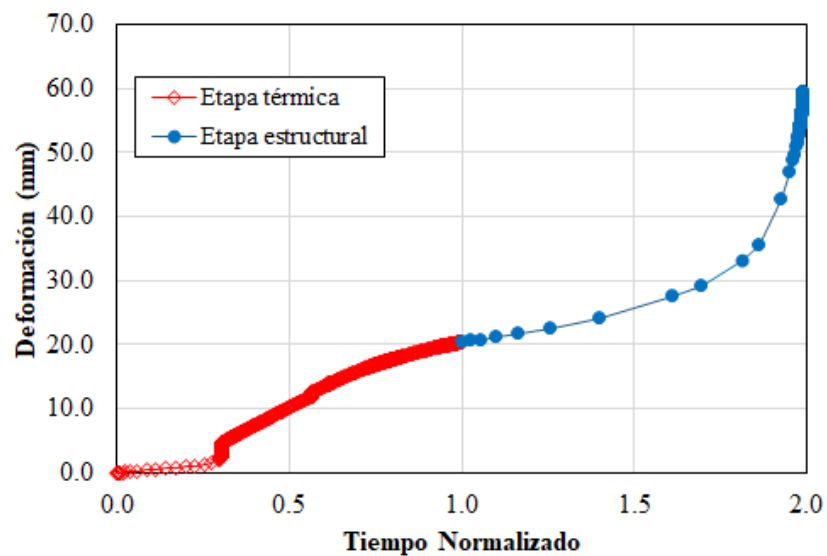


Figura 115. Deformaciones en tiempo normalizado fuera del plano en punto CC a  $600^{\circ}\text{C}$ .

El valor inicial de deformación del punto de muestreo CC que utilizamos para dar continuidad a la deformación es de 20.38 mm y continua aumentando hasta un valor de 59.50 mm desarrollándose 2.91 veces del inicio de la prueba, este crecimiento de la curva indica una deformación suave hacia la fuente de calor que incide sobre la cara expuesta, esta inclinación térmica indica la presencia de flexiones (ver Figura 115). Las rotaciones en la frontera superior confirmaron la información correspondiente a estas flexiones que fueron generadas en el muro, donde el giro máximo fue de 6.47° teniendo una transición desde el inicio de la prueba de manera suave hasta terminada la prueba.

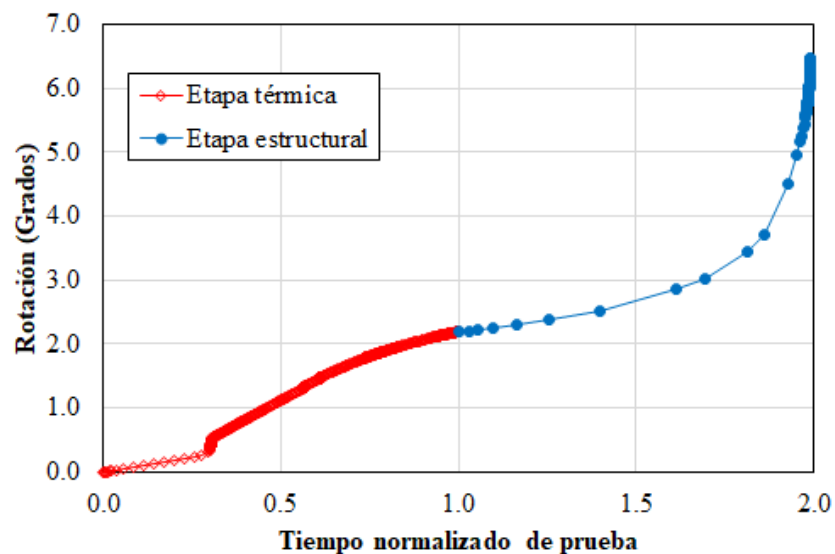


Figura 116. Rotaciones superiores en tiempo normalizado en muro a 600°C.

#### 4.2.3.5 Carga estructural 800°C

La última prueba a un muro expuesto hasta temperaturas en cara caliente de 800°C arrojó resultados que pueden ser apreciados primeramente en la Figura 117 que muestra la gráfica de esfuerzo-deformación característica de la prueba en el que el valor máximo de compresión que soportó el material fue de 1.28 MPa a una deformación unitaria con valor de 0.0031 mm/mm; el módulo elástico resultante de la pendiente de la etapa elástica fue de 758.32 MPa terminando con un valor de resistencia inicial de la fluencia de 0.8 MPa con deformación unitaria de 0.0012 mm/mm.



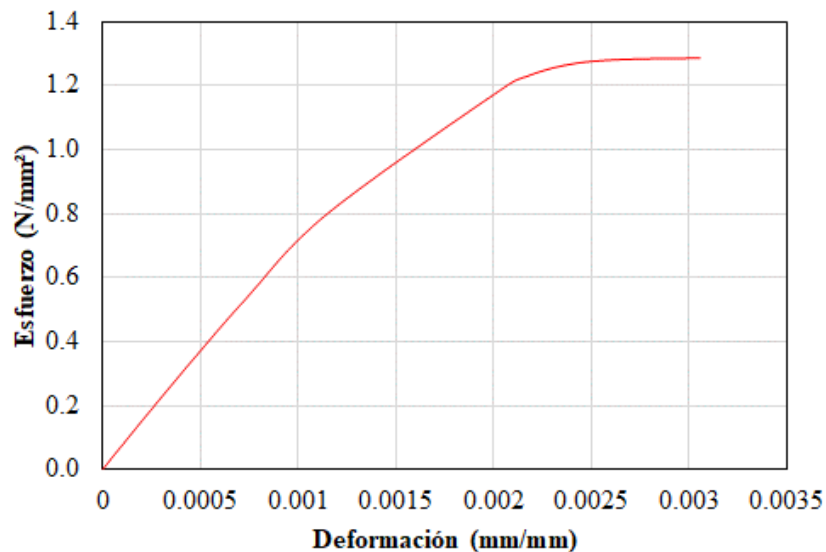


Figura 117. Curva esfuerzo-deformación de muro de concreto ligero a 800°C.

La Figura 118, muestran las deformaciones unitarias en contornos color de la principal horizontal (LE11) y en la vertical correspondientes a la dirección de la carga aplicada (LE22). En esta prueba estos aún resultaron de interés para comprender el tipo de deformación y el tipo de esfuerzo que genera.

Las deformaciones sobre (LE11) se observaron máximos en extremos del muro de la cara externa, sin embargo estos alargamientos fueron más uniformes en el cuerpo del muro mostrando una distribución generalmente semejante en la mayor parte del muro; las deformaciones negativas de igual manera se presentaron pero no son generales en el comportamiento del muro y solo se producen en zonas cercanas a las fronteras laterales al centro de la cara caliente y en las fronteras extremas superior e inferior principalmente del lado frío.

En la dirección vertical (LE22) Se observaron dos zonas de comportamiento una en la cara caliente que presentó principalmente tensiones resultado de deformaciones de alargamiento en la cara caliente y en la misma zona pero en la cara fría se observaron deformaciones opuestas o acortamientos del material y que se explica como resultado de esfuerzos diferenciales debido a una flexión del muro en dirección de la fuente de calor.

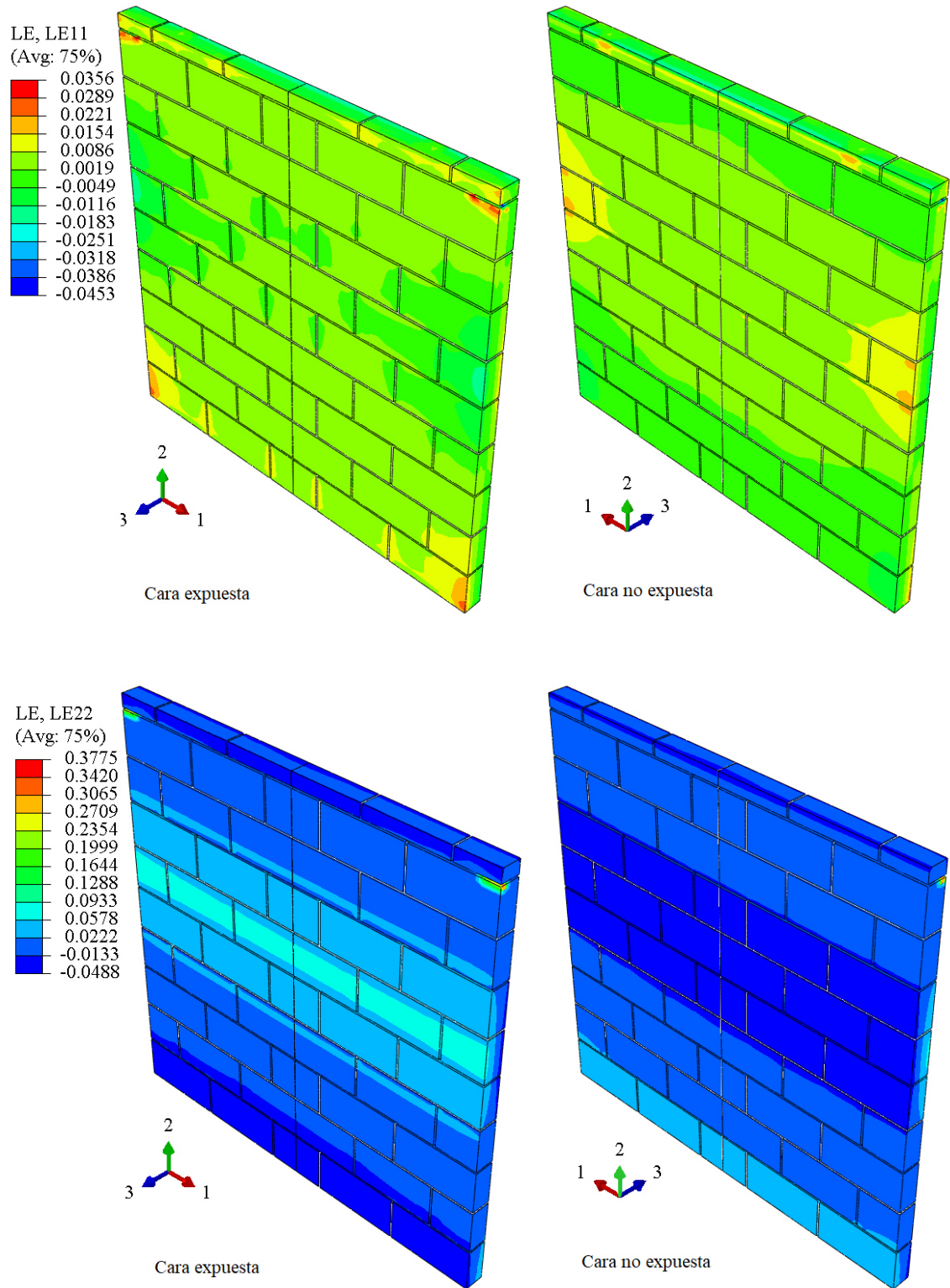


Figura 118. Deformaciones unitarias en muro a 800°C por carga estructural ambas cargas (LE11, LE22).

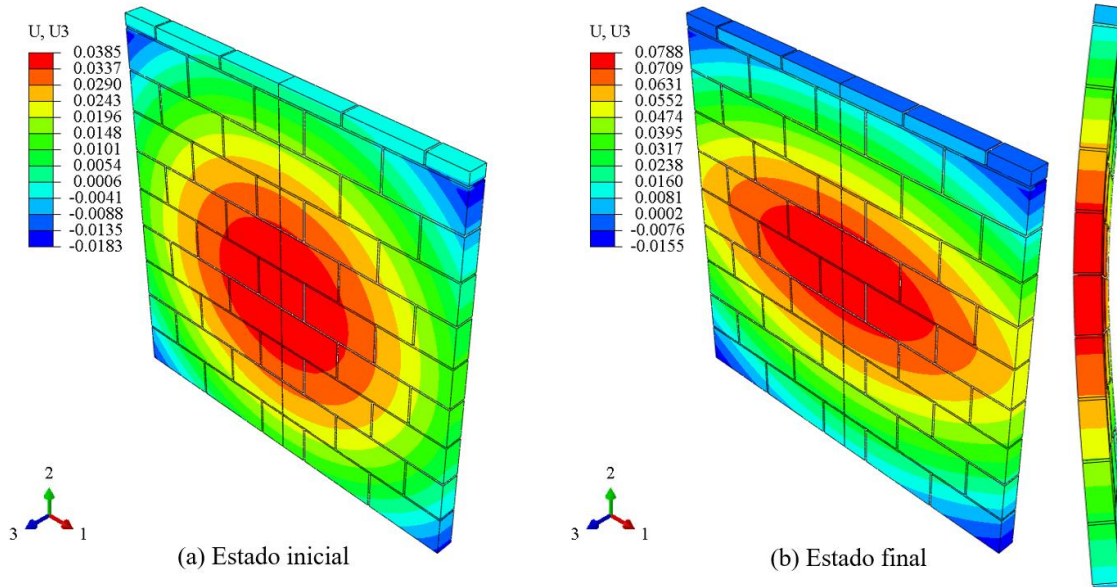


Figura 119. Deformaciones  $U_3$  en prueba estructural en muro a  $800^{\circ}\text{C}$  (m).

El campo de deformaciones fuera del plano de esta prueba se observa en la Figura 119 la cuál presenta la diferencia entre el estado inicial de deformaciones del estado final de la prueba a  $800^{\circ}\text{C}$ . Se observó que la inclinación térmica fue acentuada por la compresión del material creando una mayor amplitud en la deformación pasando de 38.5 mm a 78.8 mm en un orden del aproximadamente el doble del estado inicial.

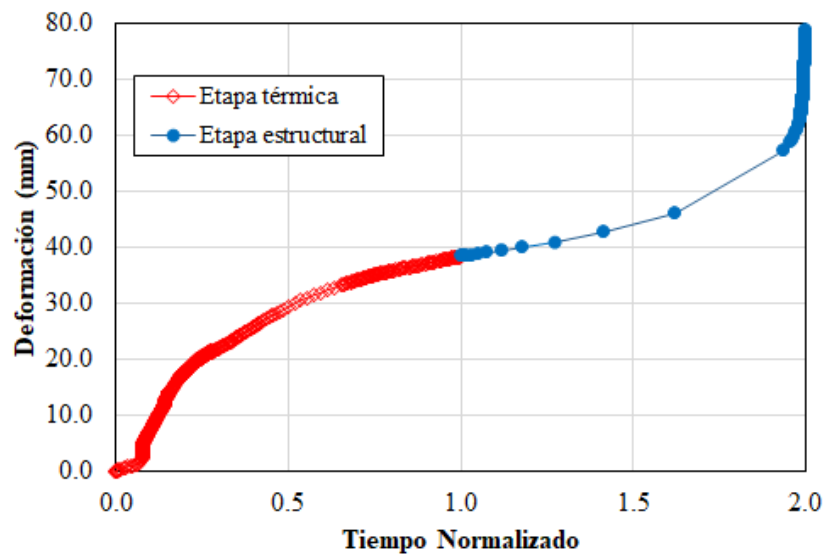


Figura 120. Deformaciones en tiempo normalizado fuera del plano en punto CC a  $800^{\circ}\text{C}$ .

Tanto las deformaciones en el punto de control CC (ver Figura 120), como las rotaciones en la parte superior del muro (ver Figura 121) indicaron que el aumento de deformaciones no es lineal al inicio de la prueba sino que se desarrolla una forma cada vez más progresiva con el incremento del tiempo. Las deformaciones U3 del punto CC llegan a tener un valor de 77.47 mm con inicio de 38.33 mm; en las demandas de rotación el máximo valor presente es de 7.41°.

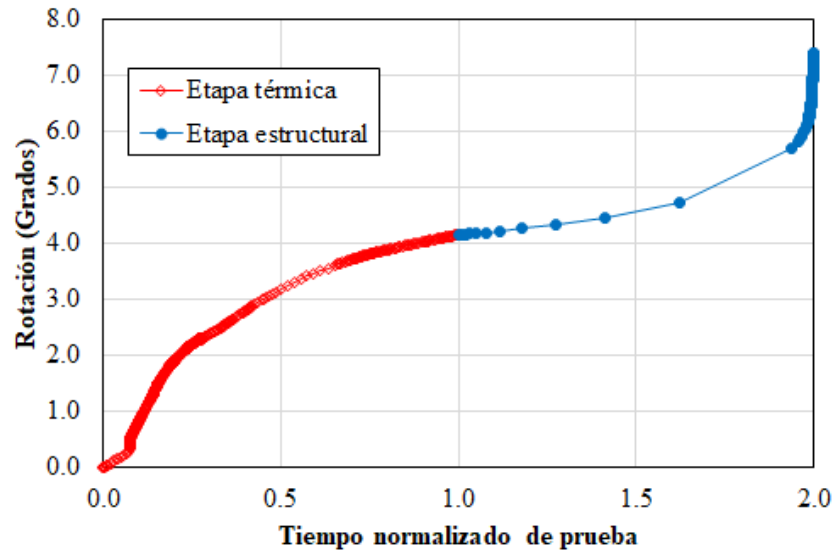


Figura 121. Rotaciones superiores en tiempo normalizado en muro a 600°C.

Si bien las deformaciones en el punto CC y las rotaciones fueron obtenidas de diferentes fuentes se observó una correlación gráfica en el desarrollo de las curvas, lo mismo se observó en los casos anteriores.

#### 4.2.4 Discusión de resultados de pruebas a muros de mampostería de concreto ligero

Se han reportado los resultados individuales de cada prueba del modelo analítico y a continuación se exponen los resultados en comparativa y haciendo un desarrollo con resultados experimentales que validan la simulación de muros de mampostería a la acción de altas temperaturas. Si bien, no existe una investigación experimental del tipo semejante realizado, los resultados expuestos se comparan con investigaciones semejantes así como tendencias de comportamiento de los elementos.

#### 4.2.4.1 Análisis térmico

En el análisis térmico se observaron los siguientes comportamientos en el desarrollo analítico.

- Simulación de la transferencia de calor dependiente del tiempo de exposición, generando gradientes térmicos en el espesor el muro.

Si bien el modelo analítico térmico se dividió en 5 pruebas, estas entre si tienen el mismo desarrollo por lo que la curva de transferencia se resumió en su totalidad en el desarrollo térmico al final de la prueba de exposición a 800°C.

En investigaciones previas en cuanto al desarrollo del perfil de temperatura se puede describir en el estándar EN 1996-1-2 [29], donde se observa la tendencia del seguimiento del modelo analítico con el resultado de estudios previos por el organismo.

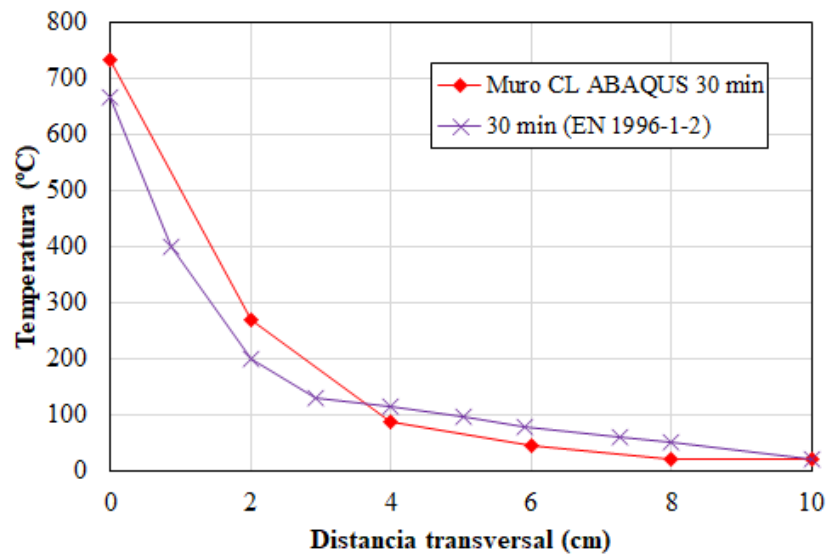


Figura 122. Perfil de sección transversal analítica en comparativa con reglamento [29, 137].

En cada una de las pruebas se observó las diferencias de comportamiento térmico en los materiales del muro de bloques y de mortero, esto debido a las diferencias de propiedades térmicas especialmente en las referentes a los modos de transferencia de calor que se introdujeron en el modelo

analítico [50, 137] y que va de acuerdo a previas investigaciones del comportamiento de los materiales y las recomendaciones de códigos [2, 29] y que fueron descritas en el capítulo 2.

- Deformaciones térmicas que generaron inclinaciones térmicas debido al diferencial de temperatura en el muro.

La inclinación térmica fue generada con el aumento de la temperatura y por la expansión de los materiales más calientes en contraparte con una cara no expuesta a la temperatura. Inclusive generando comportamiento previstos en investigaciones previas donde las deformaciones máximas presentes se resumen en la Figura 123. Las relaciones de deformación llegan entre los  $H/973$  a los  $200^{\circ}\text{C}$  hasta los  $H/54$  a  $800^{\circ}\text{C}$ , siendo  $H$  la altura del muro.

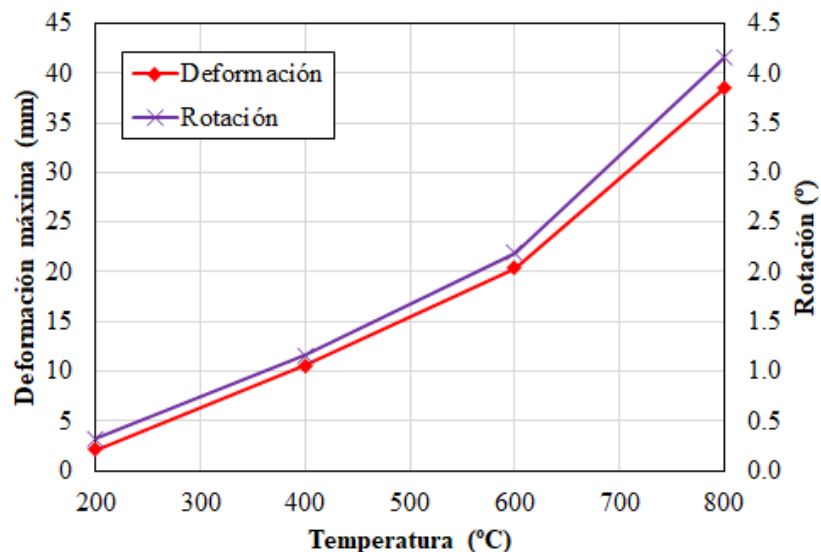


Figura 123. Deformaciones y rotaciones máximas, muro CL.

La inclinación térmica es un fenómeno presente en la experimentación de muros de mampostería, se involucraron los coeficientes de expansión térmica dependientes de la temperatura. Además, de la deformación fuera del plano se ha encontrado correlación con el giro en la frontera superior de los muros que en este caso numéricamente se asemejan en valor y que ha sido observado igualmente en experimentación con muros de mampostería anteriormente [3, 21, 70, 138].

- Se generó un estado final de deformaciones y degradación de materiales como un estado inicial de un análisis estructural acoplado de carga. El acoplamiento del modelo térmico y estructural se dio correctamente y es observable en los comparativos entre el estado inicial de la prueba estructural, el cual tomó la dependencia de la temperatura de los materiales y sus propiedades mecánicas. Estos estados finales de la prueba térmica se pueden observar gráficamente en la Figura 124.

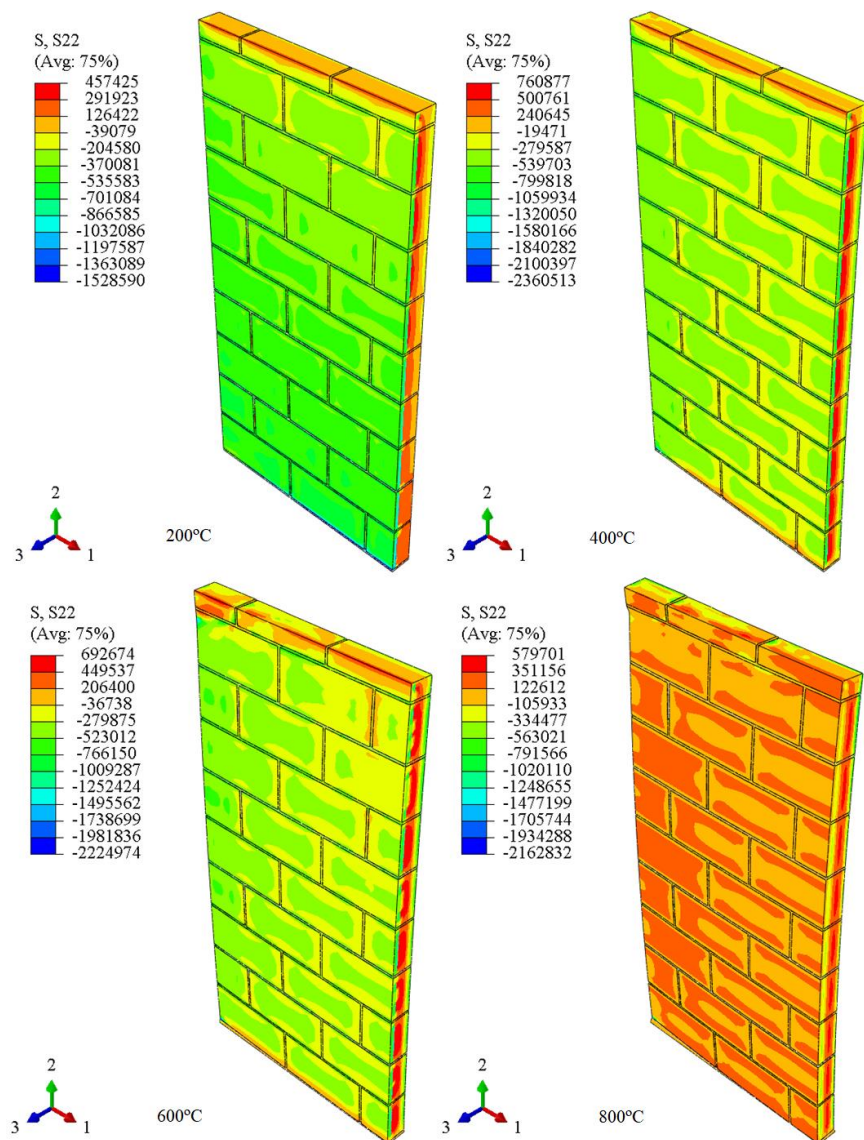


Figura 124. Estado final de esfuerzos de pruebas térmicas (SE22).

#### 4.2.4.2 Análisis estructural

En la etapa estructural se observaron los siguientes resultados y comportamientos específicos para cada prueba y en comparación entre ellos.

- Las propiedades mecánicas de los materiales en cada prueba tuvieron afectaciones como lo es en la resistencia a la compresión y en su módulo elástico.

La resistencia a la compresión en el estado final de la prueba para cada temperatura se grafican en conjunto en la Figura 125 para comparar de piezas, morteros de materiales semejantes, así como con los resultados de muretes con las propiedades que se utilizaron en la modelación de los muros simulados en esta prueba., dado que no existe una prueba experimental concreta del tipo de muro que se pretendió simular.

Se observó que así como la mayoría de las pruebas experimentales [21, 50, 51, 121], exceptuando los prescrito en el Eurocódigo 6 [29], las relaciones de resistencia a la compresión última ( $f_{c,\theta}/f_{c,20^\circ C}$ ) se reduce con el aumento de la temperatura de los materiales y se mantuvo dentro de los límites de la resistencia de bloques y morteros estudiados anteriormente.

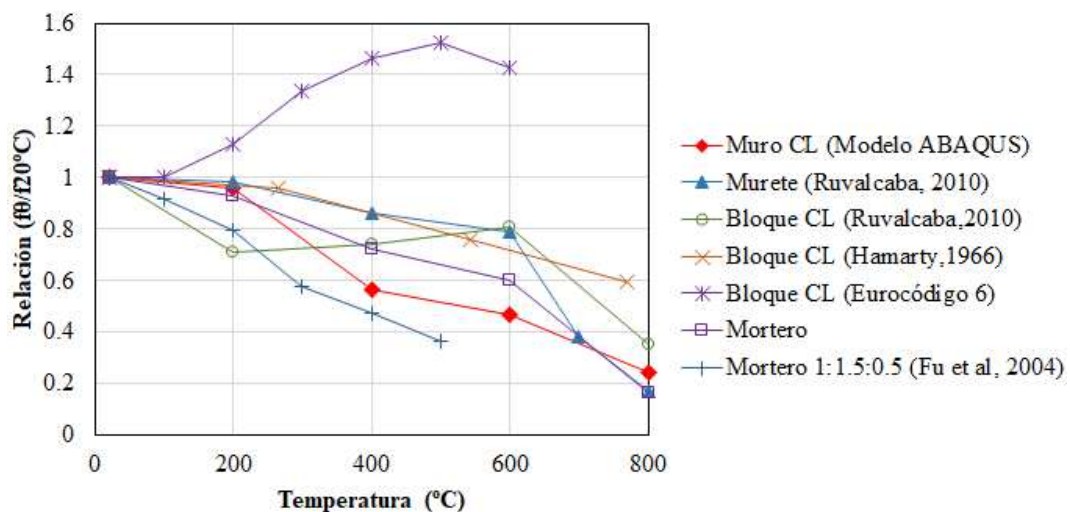


Figura 125. Relaciones de resistencia a la compresión ( $f_{c,\theta}/f_{c,20^\circ C}$ ) de bloques de concreto ligero.



El módulo de elasticidad fue comparado de igual manera que en la compresión, de manera que la relación de módulo de elasticidad ( $E\theta/E20^{\circ}C$ ) en conjunto se observa en la Figura 126; se apreció que el caso del muro de concreto ligero simulado se encuentra con los mayores valores en cada nivel de temperatura en general, aunque de igual manera es apreciable esta degradación del material reflejado en el módulo elástico, conservándose de cerca con el murete de concreto ligero [50] hasta los 600°C que es la base de esta simulación.

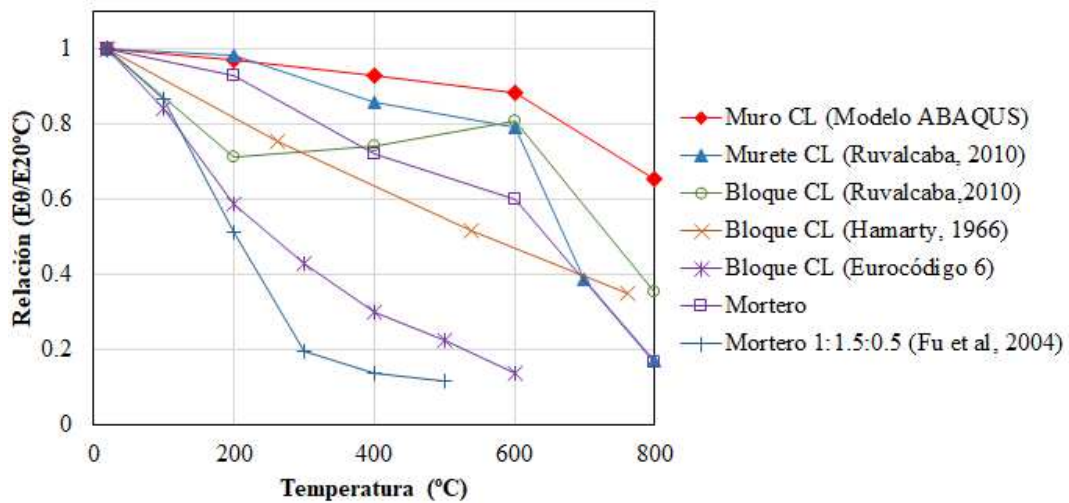


Figura 126. Relaciones de módulo elástico ( $E\theta/E20^{\circ}C$ ) de muros de concreto ligero.

En ambas propiedades resultantes de compresión y rigidez se observó que la tendencia de degradación se presenta como un estado general, de manera que el modelo permite simular estos desempeños.

- El comportamiento de deformaciones fuera del plano del muro fueron afectados por la aplicación de la carga mecánica amplificándolas y siendo directamente responsable la excentricidad creada por las deformaciones iniciales. Se presentó una excepción en la prueba a 200°C en el comportamiento de la deformada en la que se observó una inversión de la deformación y que está relacionada principalmente con desplazamientos pequeños, altas temperaturas, cargas altas y con una previa excentricidad

al fuego [56]. Las deformaciones en pruebas a mayor temperatura tienen un desarrollo semejante en deformación, teniendo un acelerado crecimiento cercanos al final de la prueba.

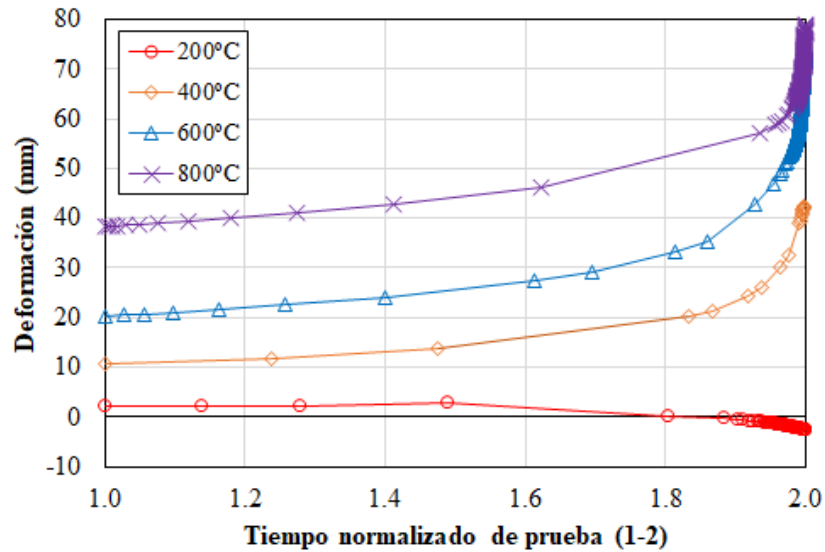


Figura 127. Evolución de deformaciones por prueba de muro en tiempo normalizado.

En cuanto a las rotaciones al final de esta prueba se observó el mismo caso que al final de las pruebas térmicas donde tuvieron un desarrollo semejante y correlacionado.

- En cuanto a los patrones de falla que se presentaron en cada nivel de temperatura al final de cada prueba estructural, se observó un problema de flexiones debido a excentricidades de carga causadas por la inclinación térmica del estado inicial de la prueba.

Primeramente se tomó de referencia el patrón observado en el muro a temperatura ambiental en el que se presentó un patrón de deformaciones en forma de cruz tal como se observa en la Figura 128; en las pruebas experimentales habituales no es algo que sea observable por lo general, sin embargo en investigaciones hechas para medir la capacidad de deformación de mampostería estructural se han observado estos patrones utilizando métodos ópticos para su obtención [139](ver **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**). Este patrón está relacionado por la

aplicación de la carga, el tipo de apoyos en la frontera y la forma en que el elemento es deformado durante la aplicación de la carga vertical.

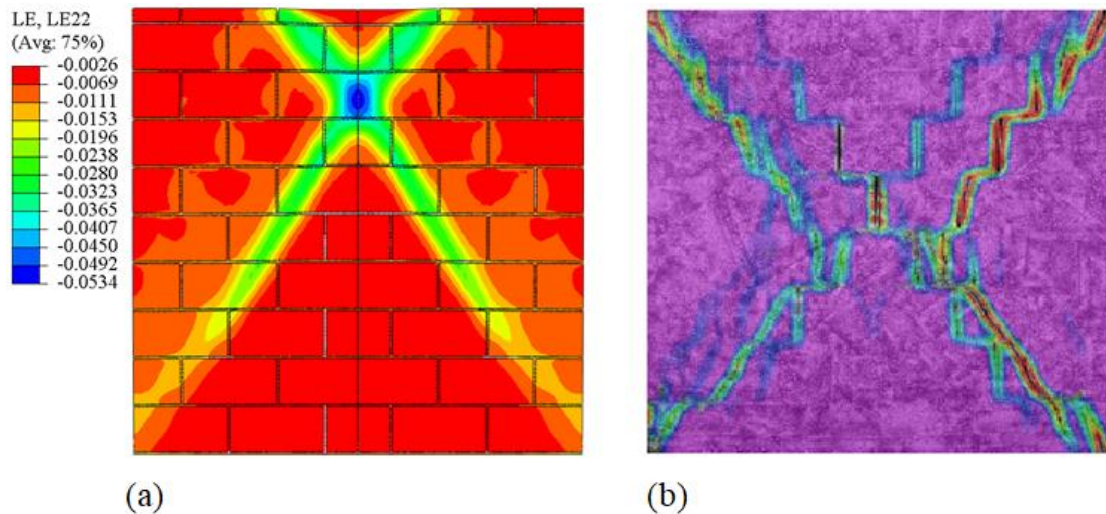


Figura 128. a) Patrón de deformaciones unitarias LE22 en prueba a temperatura ambiental, b) Patrón de campo de deformaciones en prueba experimental [139]

En la Figura 129, se observan los patrones finales para cada prueba de muro a las diferentes temperaturas, se presentaron diferencias y semejanzas entre ellas, en su magnitud de deformación plástica (PEMAG).

En la prueba al muro expuesto hasta los 200°C el muro no tuvo grandes deformaciones fuera del plano y al presentarse la inversión térmica la recuperación en la deformación propició no generó una excentricidad intensa por lo que el patrón de deformaciones plásticas al final de la prueba tiene una apariencia al patrón de carga a 20°C; los patrones en 200°C y 400°C se asemejan presentando la mayor deformación en la cara posterior a la cara caliente y localizadas aproximadamente en la misma franja, este patrón se observó como resultado de la flexión del muro por la excentricidad de la carga produciendo un pandeo [37, 78, 95]; en la prueba a 800°C si bien se observa la misma condición de pandeo que las pruebas anteriores, la deformación plástica máxima se presenta en las esquinas por la rotación excesiva en esta zona tanto en la dirección horizontal como vertical, este patrón se ha identificado previamente haciéndose mención en

investigaciones previas [24, 56]. La presencia de variabilidad de desarrollo de cada muro es resultado de las diferencias de estados iniciales con los que comienzan en cada prueba, el grado de degradación de los materiales de acuerdo a la penetración en el espesor del muro del calor.

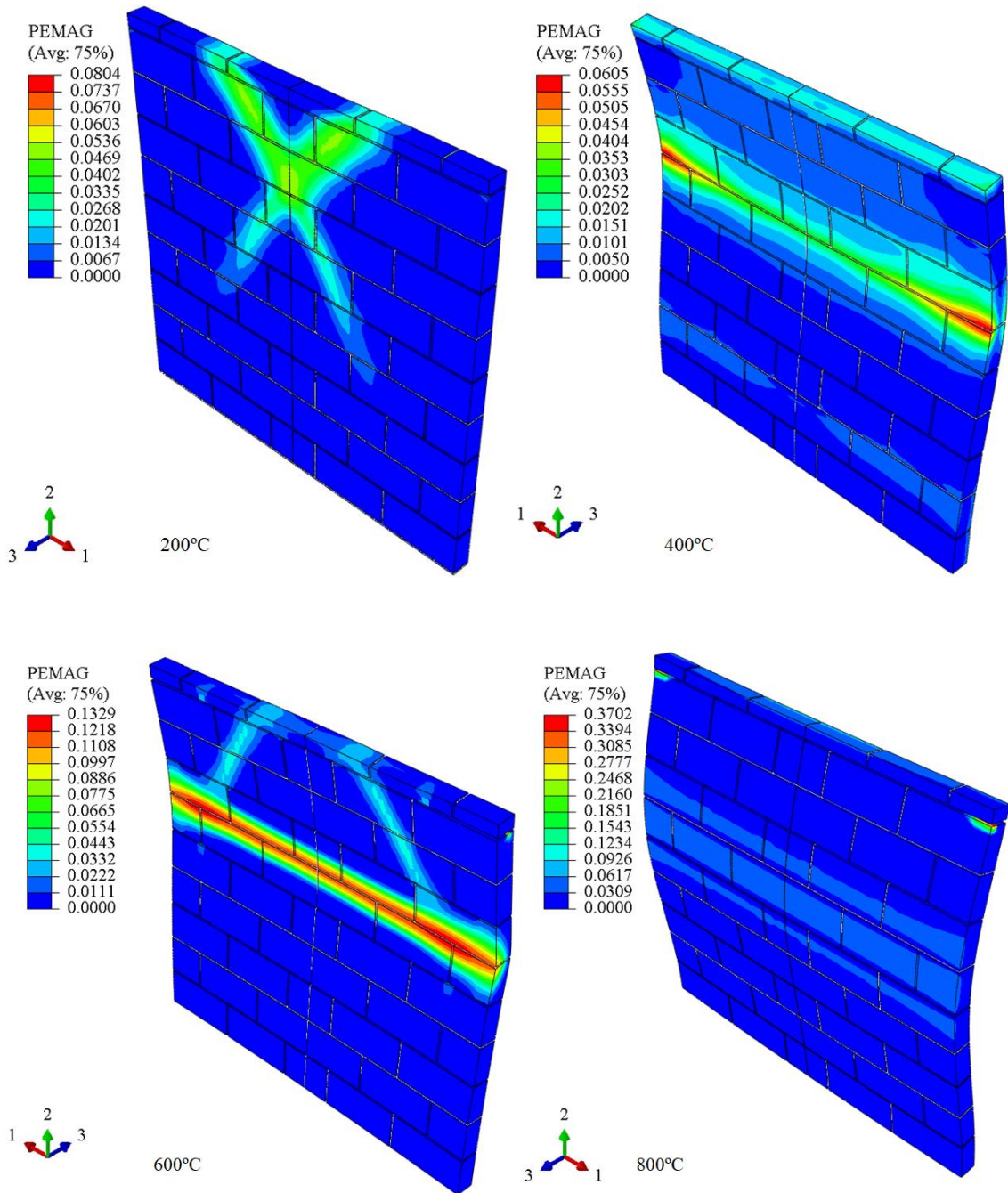


Figura 129. Patrones de deformación plástica máxima en muros de concreto ligero por temperatura.

### 4.3 MURO DE MAMPOSTERÍA DE CONCRETO NORMAL

La prueba al muro a escala de bloques de concreto normal comenzó siendo sujeto a una carga mecánica axialmente a la vertical del muro ante dos estados de carga uno al 50% y otro al 100% de la carga última de diseño. Posteriormente se somete a la curva de temperatura ISO 834 [6] en una sola cara expuesta hasta generar un evento crítico en esfuerzos y deformaciones en el muro.

#### 4.3.1 Observaciones en proceso de simulación

Este análisis en el proceso de simulación utilizó las mismas técnicas que el muro de concreto ligero que es un análisis térmico-esfuerzo acoplado totalmente con un orden geométrico lineal para la interpolación entre los nodos, la única diferencia es el orden de la aplicación de las cargas mecánicas y térmicas.

La carga mecánica es un paso de análisis individual aplicado como una carga estática general que admite un comportamiento no lineal que considera la no linealidad de los materiales dependientes de la temperatura.

En el paso de aplicación de la temperatura se utilizó un análisis térmico transitorio en su respuesta, controlando automáticamente los incrementos de tiempo y temperatura máxima.

El solucionador ABAQUS/Estándar consideró un esquema diferencial hacia atrás en el proceso térmico y el sistema acoplado utilizó el método de Newton. Los periodos de tiempo que se asignaron a los pasos de cargas, así como el inicio del primer incremento fueron seleccionados de tal manera que cumplieran con los requisitos de la simulación así como asegurar una correcta modelación dependiente del historial de carga y que en su valor de incremento generaran lo menos posible problemas de convergencia de la solución.

Este análisis admitió la no linealidad por consecuencia de grandes desplazamientos, la plasticidad del material y las condiciones de frontera.

En la Figura 130 se describe esquemático de dimensiones que se utilizó en esta prueba al muro de concreto normal, se hace la obtención de perfiles de temperatura utilizando un punto de referencia al centro de un bloque y en divisiones intermedias en las entre las dos caras del muro; las deflexiones del muro son medidas al centro vertical y horizontal del muro en la referencia que se llamó CM.

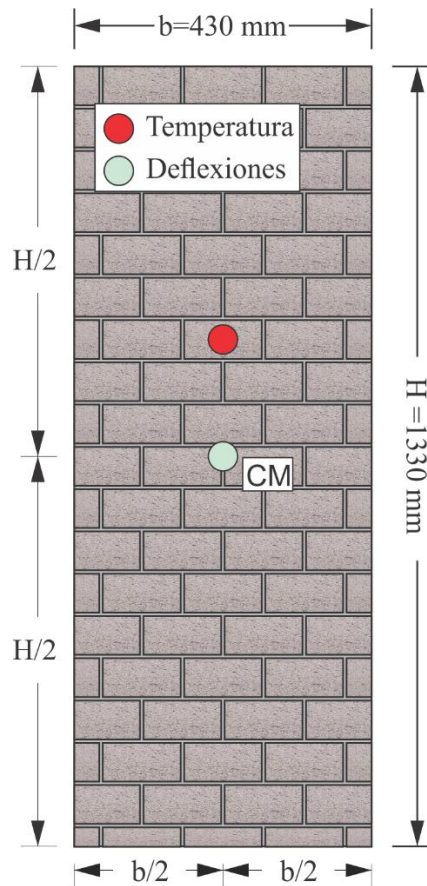


Figura 130. Esquemático de muro de concreto normal con referencias de medición.

En este modelo se compararon con los resultados experimentales al ser una experimentación que tiene resultados que pueden ser utilizados para la validación de la simulación propuesta, las propiedades mecánicas fueron obtenidas de la investigación [70] y su dependencia de la temperatura y sus propiedades térmicas fueron tomadas de recomendaciones [2, 29, 46], por lo que se requirió de ajustes paramétricos con el fin de obtener una simulación que simulara las condiciones que se presentaron en las pruebas en laboratorio para la validación del modelo.

### 4.3.2 Resultados estructurales

Las deformaciones se mantuvieron predominantes en la vertical reportándose la deformación máxima en la frontera superior del muro a 50% de la carga última (MC1) de 0.29 mm y en el muro a 100% de la carga (MC2) con un valor de 0.58 mm. La siguiente imagen tiene las magnitudes de deformación en ambos muros de manera uniforme solo en vertical y la zona de aplicación de la carga como la de mayor deformación. En estas deformadas no se observa ningún tipo de inclinación, pandeo o rotación que puedan generar comportamiento geométrico no lineal en el muro.

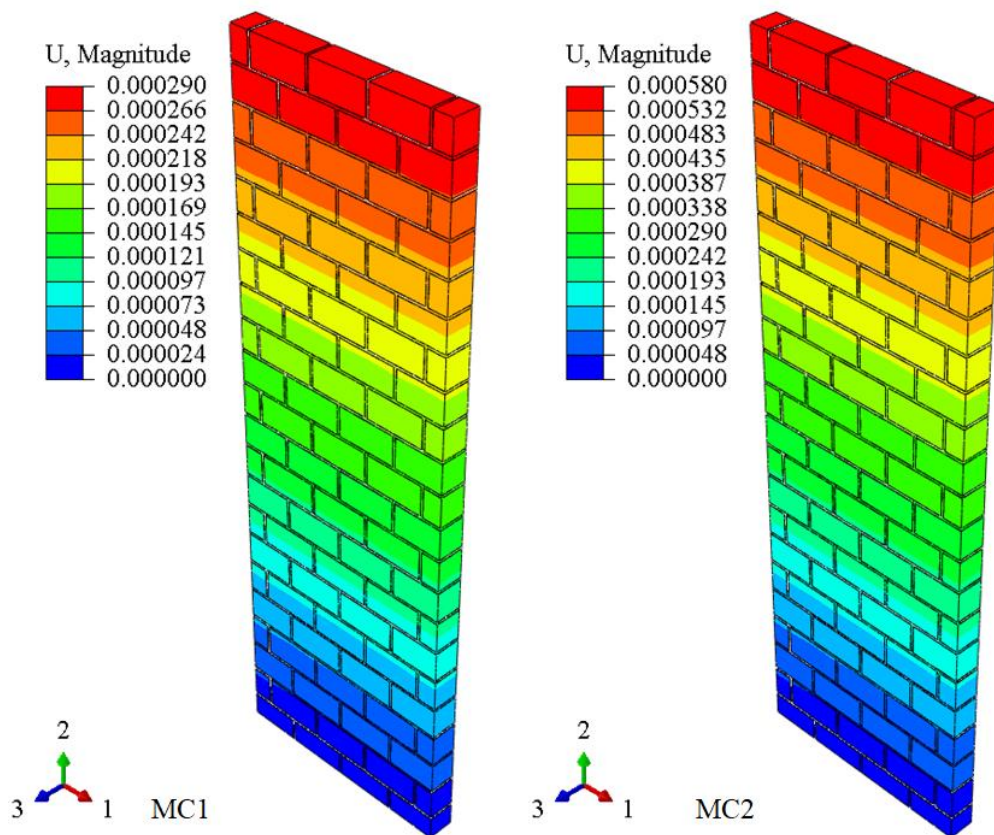


Figura 131. Magnitudes de deformación en muros MC1 y MC2 (U,m)

En la aplicación de las cargas ambos muros se mantuvieron dentro del rango elástico del muro y ambos desarrollaron el mismo módulo elástico promedio de 11246.2 N/mm<sup>2</sup>, en ningún punto del muro se observó para ambos casos indicadores de desarrollo en la etapa plástica, aunque si se desarrollan esfuerzos que sirven como estado inicial para

la aplicación de carga térmica a los elementos. En la Figura 132 se observan las gráficas de esfuerzo deformación para cada muro y se aprecian los valores de esfuerzos máximos obtenidos, que están relacionados con la carga ejercida por prueba. En la Figura 133 se comprobaron que las deformaciones unitarias fueran en dirección vertical ocasionando que los esfuerzos principales en el muro fueran compresiones.

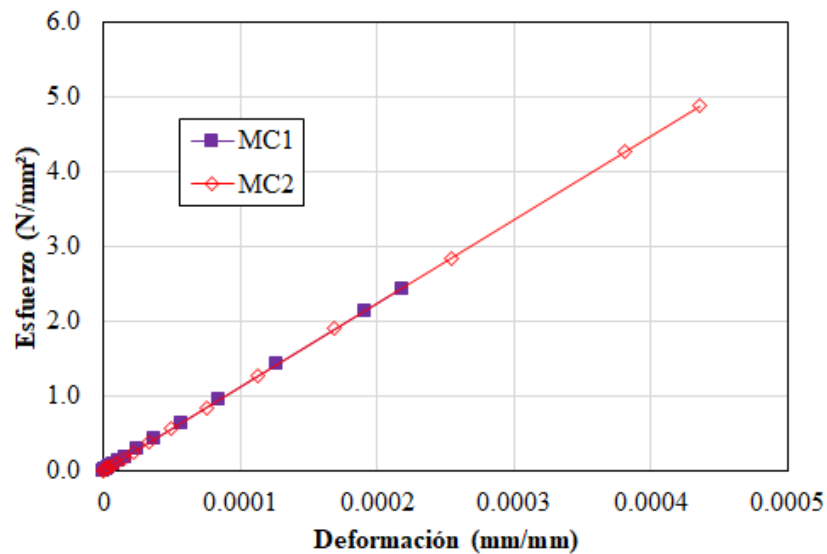


Figura 132. Esfuerzo-deformación de muros de concreto normal en etapa estructural (MC1, MC2).

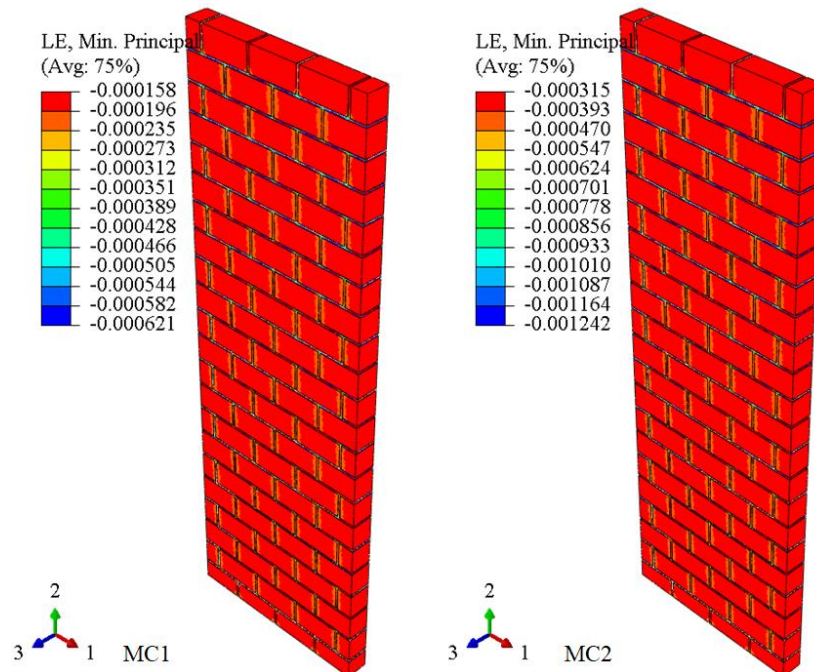


Figura 133. Deformaciones unitarias mínimas principales de muros en etapa estructural.



### 4.3.3 Resultados térmicos

El perfil de temperatura logrado analíticamente por tiempo transcurrido de exposición se aprecia en la Figura 134 donde la transferencia de la temperatura en el espesor del muro se verificó conforme el tiempo avanza, esto generó los gradientes de temperatura que propician comportamientos asociados como la inclinación térmica por expansiones térmicas y degradaciones de las propiedades mecánicas de los materiales en los lados calientes del muro [21, 52, 70, 83, 94, 140]. Este perfil de temperatura ocurre en ambas pruebas acotada por la duración de tiempo de cada una.

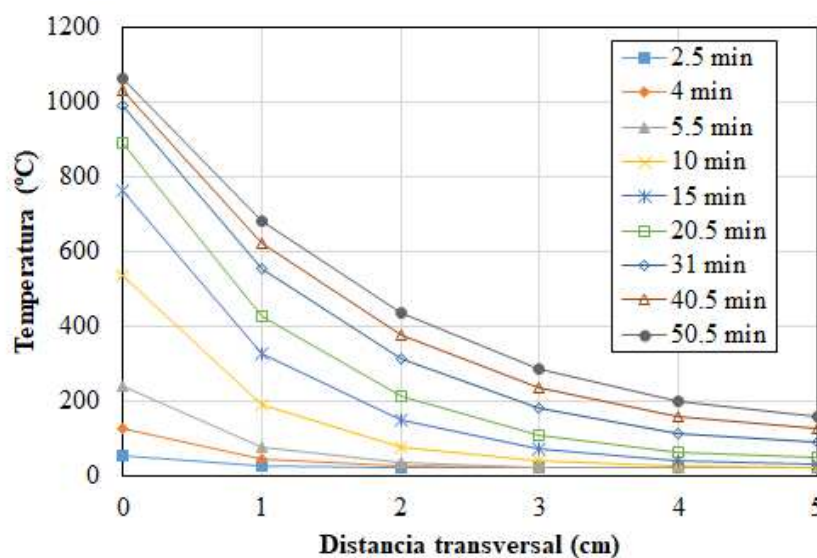


Figura 134. Perfil de sección transversal analítica en comparativa con reglamento

Del análisis térmico se obtuvieron gráficas las cuales describen el comportamiento del punto de muestreo CM en la deformación fuera del plano U3 en relación con la temperatura de exposición del modelo en comparación con los resultados experimentales del muro sujeto a carga del 50% (MC1) y al 100% (MC2).

El muro MC1 (ver Figura 135) en el caso experimental tuvo un desarrollo de deflexión únicamente hacia el fuego obteniéndose una deformación máxima de 41.35 mm siguiendo una inclinación térmica, en este caso de carga no se presenta ninguna recuperación de la deformación.

En el caso de la curva del modelo de simulación, el seguimiento en contraste con los resultados experimentales muestran correlación de comportamiento en la deflexión térmica, el valor máximo reportado es de 37.09 mm a una mayor temperatura de exposición.

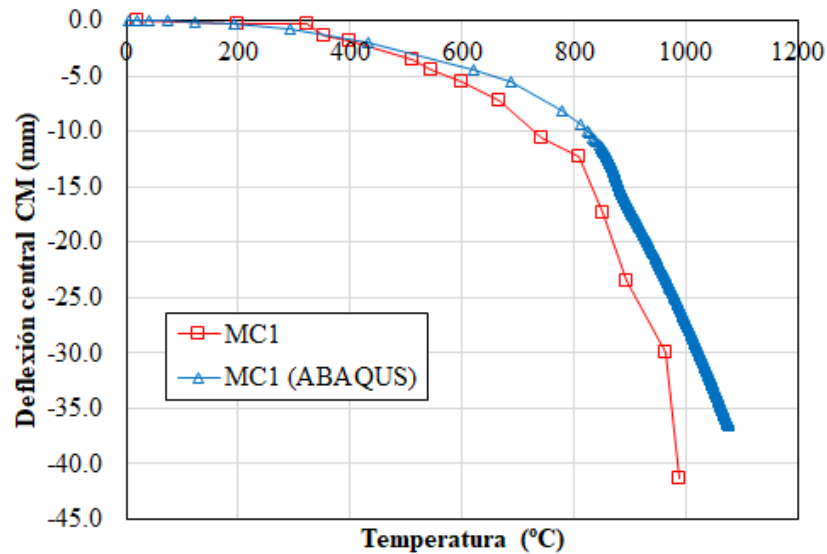


Figura 135. Comparativa de deflexión en CM de muro MC1 analítico-experimental

En el muro MC2 (ver Figura 136) se observó un seguimiento de deflexión semejante llegando en el caso de la experimentación a un valor de 8.47 mm en dirección al fuego y seguido de una inversión de la inclinación térmica hasta llegar a los 2.94 mm.

En el caso de la simulación el valor máximo de inclinación térmica fue de -7.89 mm y se verificó una inversión de la deformación, la cual está asociada a eventos con deflexiones pequeñas y cuando se utiliza el 100% de la carga de diseño; este fenómeno se presenta cuando debido a que la respuesta estructural es dominada por la degradación mecánica del material en el área expuesta a la temperatura [21]. Para el caso de la comparación el modelo experimental se tuvo un buen seguimiento de la curva de deformaciones, no coincidiendo en su totalidad pero si aproximando el comportamiento, inclusive desarrollando la reversión de la inclinación térmica, aunque esta última no llegó a recuperarse en su totalidad.

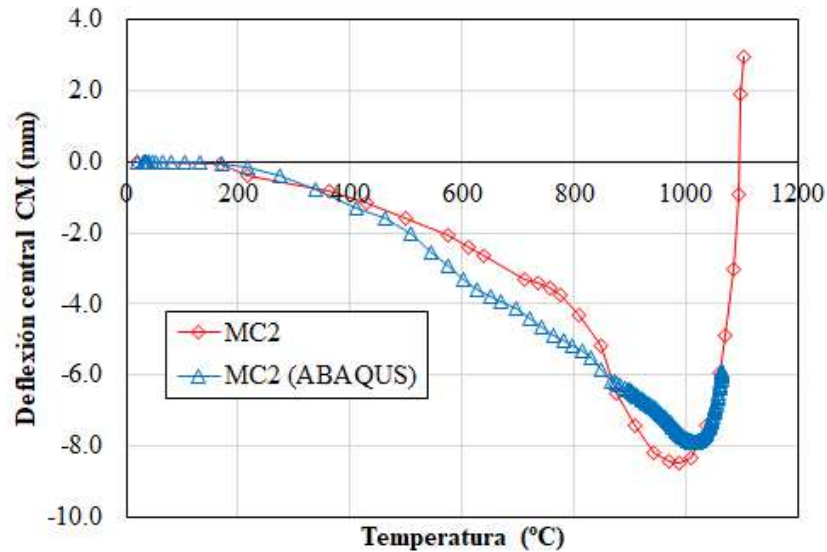


Figura 136. Comparativa de deflexión en CM de muro MC2 analítico-experimental

En ambas pruebas el comportamiento fue diferente en valores de deformación y esto se explica por autores como consecuencia directa del régimen de carga inicial donde las condiciones más críticas se obtienen cuando existe una menor carga axial, dando como resultado un beneficio conservador al aplicar mayor carga [37].

#### 4.3.4 Dificultades de la modelación y análisis

La primer dificultad que se presentó en la pruebas de muros de concreto normal fue el poco contenido de información en cuanto a las propiedades específicas de los materiales utilizados que en los muros de concreto ligero se tuvo, por lo que la utilización de recomendaciones que cumplieran con los requisitos del modelo así con el comportamiento deseado tuvo a bien un gran análisis de las propiedades mecánicas para diferente niveles de temperatura.

Las propiedades térmicas de los materiales fueron obtenidos por medio de recomendaciones y estudios previos y no fueron calculadas de la prueba experimental, por lo que se necesitó de una variación de parámetros que permitieran el desarrollo deseado de la simulación, para esto fue necesario de entender las sensibilidades del modelo ante la variabilidad de parámetros, investigaciones anteriores han estudiado el impacto de estos valores en pruebas de fuego en modelaciones anteriores y fueron tomados en cuenta para

sensibilizar el modelo, dentro de las propiedades térmicas es el de mayor relevancia es la expansión térmica del material con una participación del 49% aproximadamente en importancia en estudios paramétricos de variables de entrada en pruebas de resistencia al fuego de muros y de un 34% en cuanto al comportamiento de deformación [62]. La conductividad de los materiales también tiene un desarrollo importante ya que esta determina la transferencia de calor a través de los sólidos así como su flujo dependiente de los tiempos de exposición, siendo este calor en los materiales lo que determina el comportamiento de los parámetros dependientes de la temperatura en mamposterías y sus componentes como los son la resistencia compresiva, rigidez y deformaciones últimas [21, 52].

Se presentaron limitaciones debido a las capacidades de cómputo existentes, debido a la gran carga computacional requerida en este análisis, sin embargo fue posible llegar a niveles de resultados que pudieran evaluar el desempeño del modelo.

#### **4.4 CONCLUSIÓN**

En este capítulo se presentaron los resultados detallados a muros de mampostería de concreto ligero en escala real en un modelo de simulación que tomó en cuenta un análisis acoplado térmico-estructural. Las comparativas de comportamiento, resistencia y desarrollo de los modelos con investigaciones similares concluyeron en una simulación real del problema y de varios fenómenos que se presentan en pruebas semejantes.

Además de forma comparativa un muro a media escala probado experimentalmente se utilizó, aún en las limitaciones de información de los parámetros necesarios para la modelación, se realizaron ajustes de sensibilidad de los parámetros de importancia y fue posible simular el comportamiento real con buena aproximación.

## **CAPÍTULO 5**

---

### **CONCLUSIONES**

#### **5.1 INTRODUCCIÓN**

Este capítulo incluye las conclusiones, observaciones relevantes y limitaciones de esta investigación, se plantean recomendaciones de trabajos futuros. La principal aportación es una evaluación general del modelo en elementos finitos de la simulación térmico-estructural a muros de mampostería.

Se explican hallazgos relevantes en la capacidad de simulación que pueden desarrollar los modelos analíticos especificando para este caso el uso de un análisis de transferencia de calor acoplado con un planteamiento de plasticidad de concreto dañado.

Esta investigación pretende dar una contribución al desarrollo de técnicas analíticas que ayuden a un entendimiento más integral del comportamiento de muros sometidos a altas temperaturas que puedan facilitar la implementación del diseño estructural bajo esta acción de carga.

Las delimitaciones de esta investigación son planteadas como limitante de recurso y tiempo disponible, pero las sugerencias se acentúan en las recomendaciones de investigaciones relevantes en la obtención de los parámetros de importancia que alimenten modelos analíticos para la implementación de herramientas de diseño estructural de fuego para muros de mampostería y que pueden ser implementadas para otro tipo de elementos y sistemas estructurales, en una variabilidad de materiales en su constitución regional.

## 5.2 CONCLUSIONES

### 5.2.1 Modelo analítico térmico

La evaluación del modelo analítico térmico como herramienta en estudios de transferencia de calor con acoplamiento mecánico es como sigue:

- Como simulador de la transferencia de calor, el modelo analítico térmico desarrollo los tres modos de transferencia de calor principal en los muros de mampostería en sus componentes.
- La forma de esta conducción dada como el flujo de calor en un historial de tiempo definido se verificó por medio de un análisis transitorio de la carga térmica.
- El modelo integró parámetros mecánicos que se observaron por si solos en deformaciones térmicas y que derivaron en esfuerzos bajo esta misma razón de carga.
- Fenómenos como la inclinación térmica, inversión de la inclinación térmica, mesetas en las curvas de temperatura por simulación de contenido de agua y gradientes térmicos fueron simulados.
- Se observaron consecuencias de la degradación de los materiales por la acción de altas temperaturas.

### 5.2.2 Modelo estructural

El modelo estructural que se basó en la aplicación de cargas mecánicas sobre los muros de concreto ligero y normal, como su posterior repercusión en el desarrollo de los muros se puntualiza de la siguiente manera:

- El modelo estructural pudo integrar la aplicación de cargas axiales al final de cada prueba como un estado inicial de esfuerzos previo a la aplicación de temperatura, así como también ser la continuación de una aplicación de carga térmica.

- Se observó comportamiento no lineal resultado del uso de propiedades de los materiales dependientes de la temperatura.
- La aplicación de este modelo de plasticidad de concreto dañado pudo simular y visualizar patrones de deformación y zonas de alta plasticidad cercanas a la falla observadas en experimentaciones previas.
- El modelo estructural fue capaz de trabajar en conjunto con cargas térmicas como un modelo acoplado.

### 5.2.3 Desempeño del modelo acoplado

El desarrollo de los modelos acoplados térmico-estructural se resume en la lista siguiente:

- El acoplamiento del modelo estructural de carga y térmico se desarrolló adecuadamente en diferentes órdenes de aplicación, compartiendo información de estado inicial.
- El conjunto acoplado pudo simular el comportamiento de los muros de mampostería, siendo posible obtener resistencias de compresión, desarrollo de esfuerzos, patrones de deformación y eventos de plasticidad.
- En ambos casos de muro se pudo validar el comportamiento mecánico y térmico en comparativa con resultados de pruebas experimentales verificadas anteriormente.

## 5.3 LIMITACIONES

Las limitaciones que acotaron esta investigación se detallan a continuación:

- Inicialmente se procuró incluir una investigación experimental de la cual tomar una base para la simulación, sin embargo debido a condiciones de obtención de recursos para equipamiento y materiales no se concretaron, se procedió a utilizar información de experimentaciones previas.

- Sin embargo, de la cantidad de información existente en investigaciones experimentales de muros de mampostería, los datos de entrada en ningún caso fueron proporcionados en su totalidad, ya que no se encontraban en el marco de esas investigaciones.
- En cuanto a la obtención del comportamiento de las variables térmicas de los materiales se encontró con una limitada información, y en su mayoría solo se encontraba como prescriptiva y no suficiente para los alcances de temperatura que se desarrollaron en los modelos de esta investigación.
- Las propuestas para las pruebas hechas en esta investigación se tuvieron que obtener de regiones con materiales que pudieron no ser representativas completamente de las condiciones regionales de México.
- La carga computacional en los análisis que se realizaron en esta investigación tenía una gran demanda de los equipos de cómputo por lo que fue necesario adecuarse a las condiciones existentes de la capacidad del equipo existente.

#### **5.4 RECOMENDACIONES PARA ESTUDIOS FUTUROS**

El desarrollo de esta investigación proveyó de planteamientos de áreas de oportunidad para el estudio posterior a lo presentado para aportar o mejorar investigaciones semejantes de modelos analíticos, se sugiere lo siguiente:

- Crear programas experimentales para la obtención de propiedades térmicas y mecánicas con dependencia de rangos de temperatura altos, de los materiales generales y regionales de muros de mampostería.
- Desarrollar pruebas a diferentes configuraciones, tipos de piezas y materiales constitutivos de muros de mampostería.
- Desarrollar un estudio compartido de muros de mampostería en escala real sometidos a pruebas de fuego que obtengan los parámetros de relevancia en el modelo térmico-estructural propuesto en esta investigación.



## BIBLIOGRAFÍA

- [1] GDF, "Reglamento de construcciones para el Distrito Federal," ed. México, Distrito Federal: Gaceta Oficial del Distrito Federal, 2004.
- [2] C. G. Bailey. (2004). *One Stop Shop in Structural Fire Engineering*. Available: <http://www.mace.manchester.ac.uk/project/research/structures/strucfire/>
- [3] D. Laverty, A. Nadjai, and D. J. O'Connor, "Modelling of thermo-structural response of concrete masonry walls subjected to fire," *Journal of Science Applied*, vol. 10, pp. 3-19, 2001.
- [4] C. Bailey. (2004, Structural fire design: Core or specialist subject? *The Structural Engineer* 82(9), 32-38. Available: [http://www.istructe.org/journal/volumes/volume-82-\(published-in-2004\)/issues/issue-9/articles/structural-fire-design-core-or-specialist-subject](http://www.istructe.org/journal/volumes/volume-82-(published-in-2004)/issues/issue-9/articles/structural-fire-design-core-or-specialist-subject)
- [5] *American Architecture Building News*, vol. 21, 28/03 1891.
- [6] ISO, "Elements of building construction - Part 1: General requirements," in *Fire-resistance tests* vol. ISO 834-1:1999, ed. Geneva, Switzerland: International Organization for Standardization, 1999, p. 25.
- [7] ASFP. (2005). *Ensuring best practice for passive fire protection in buildings*. Available: <http://asfp.associationhouse.org.uk/>
- [8] C. Beyler, J. Beitel, N. Iwankiw, B. Lattimer, and I. Hughes Associates, "Fire resistance testing for performance-based fire design of buildings," The Fire Protection Research Foundation, Quincy, USA June 18, 2007 2007.
- [9] J. A. Purkiss, *Fire safety engineering: design of structures*, 2nd ed. Oxford, Great Britain: Butterworth-Heinemann / Elsevier, 2007.
- [10] SCT, "Cargas y acciones," in *Proyectos de nuevos puentes y estructuras similares* vol. N-PRY-CAR-6-01-003/01, ed. México: SCT, 2001, p. 25.
- [11] GDF, "Normas técnicas complementarias para previsiones contra incendio," in *Normas técnicas complementarias*, ed. Mexico: Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, 1990.
- [12] GDF, "Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de mampostería," in *Normas técnicas complementarias*, ed. Mexico: Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, 2004.
- [13] R. W. Fitzgerald, *Building fire performance analysis*. West Sussex, England: John Wiley & Sons, Ltd, 2004.
- [14] IStructE, *Introduction to the fire safety engineering of structures*. London, UK: The Institution of Structural Engineers, 2003.
- [15] D. S. Watt, *Building pathology: introduction and practice*, 4th ed. vol. 1. Oxford, UK: John Wiley and Sons Ltd, 1999.
- [16] C. Beall. (2004). *Masonry design and detailing - For architects and contractors (5th ed.)*. Available: <http://www.mhprofessional.com/product.php?isbn=0071433392#>
- [17] E. A. W. Hendry, "Masonry walls: materials and construction," *Construction and Building Materials*, vol. 15, pp. 323-330, 12// 2001.
- [18] A. W. Hendry, *Reinforced and prestressed masonry*: Longman Scientific & Technical, 1991.

- [19] R. E. Klingner. (2010). *Masonry structural design (1st ed.)*.
- [20] A. W. Hendry and F. M. Khalaf, *Masonry wall construction*: CRC Press, 2010.
- [21] S. Russo and F. Sciarretta, "Masonry exposed to high temperatures: Mechanical behaviour and properties—An overview," *Fire Safety Journal*, vol. 55, pp. 69-86, 1// 2013.
- [22] A. C. Institute, *Standard Method for Determining Fire Resistance of Concrete and Masonry Construction Assemblies: 216.1-97 (TMS-0216-97)*: American Concrete Institute, 2002.
- [23] V. Kodur, M. E. M. Garlock, and N. Iwankiw, *Structures in Fire: State-of-the-art, Research and Training Needs : Workshop Report*: Department of Civil and Environmental Engineering, Michigan State University, 2007.
- [24] S. J. Lawrence and N. Gnanakrishnan, "The fire resistance of masonry walls - an overview," in *First National Structural Engineering Conference*, Melbourne, Australia, 1987, pp. 431-437.
- [25] S. Russo and F. Sciarretta, "Experimental and Theoretical Investigation on Masonry after High Temperature Exposure," *Experimental Mechanics*, vol. 52, pp. 341-359, 2012/04/01 2012.
- [26] BRE, "The integrity of compartmentation in buildings during fire," BRE, UK 213140 (1), July/2005 2005.
- [27] L. Nassi and S. Marsella, *Si curezza antincendio per i beni culturali*. Hoepli, Milán: Utet Giuridica 2008.
- [28] M. Covarrubias-Navarro and F. R. Ruvalcaba-Ayala, "Degradación de materiales de la construcción ante la acción de altas temperaturas," in *2o Congreso Internacional de Ciencias de la Ingeniería*, Los Mochis, México, 2015.
- [29] CEN, "Design of masonry structures- Part 1-2: General rules - Structural fire design," in *Eurocode 6* vol. EN 1996-1-2:2005, ed. Brussels, Belgium: European Committee for Standardization, 2005, p. 81.
- [30] J. I. Lataille, *Fire protection engineering in building design*. USA: Butterworth-Heinemann / Elsevier Science, 2002.
- [31] G. C. Bailey, "Science and Technology Developments in Structural Fire Engineering," *Structural Engineering International*, vol. 19, pp. 155-164, // 2009.
- [32] CIBSE, *Fire engineering: CIBSE Guide E*, 2nd ed. Dorchester, UK: The Dorset Press, 2003.
- [33] J. F. Denoël, *Fire safety and concrete structures*. Belgium: De Bouwkroniek, 2007.
- [34] T. Lennon, *Structural fire engineering*. London, England: ICE Publishing, 2011.
- [35] A. Agarwal and A. H. Varma, "Fire induced progressive collapse of steel building structures: The role of interior gravity columns," *Engineering Structures*, 2013.
- [36] A. Alvarez, B. J. Meacham, N. A. Dembsey, and J. R. Thomas, "Twenty years of performance-based fire protection design: challenges faced and a look ahead," *Journal of Fire Protection Engineering*, vol. 23, pp. 249-276, 2013.
- [37] A. Nadjai, M. O'Gara, F. Ali, and R. Jurgen, "Compartment Masonry Walls in Fire Situations," *Fire Technology*, vol. 42, pp. 211-231, 2006/07/01 2006.

- [38] CEN, "Action on structures - Part 1-2: Actions on structures exposed to fire," in *Eurocode 1* vol. EN 1991-1-2, ed. Brussels, Belgium: European Committee for Standardization, 2002.
- [39] H. Cheng and G. V. Hadjisophocleous, "Experimental study and modeling of radiation from compartment fires to adjacent buildings," *Fire Safety Journal*, vol. 53, pp. 43-62, 10// 2012.
- [40] W. Ming, J. Perricone, P. C. Chang, and J. G. Quintiere, "Scale Modeling of Compartment Fires for Structural Fire Testing," *Journal of Fire Protection Engineering*, vol. 18, pp. 223-240, 2008.
- [41] ASTM, "Standard test methods for fire tests of building construction and materials," in *Fire-resistance fo building materials and elements* vol. ASTM E-119-14, ed. PA, USA: ASTM International, 2014.
- [42] IStructE, *Guide to the advanced fire safety engineering of structures*. London, UK: The Institution of Structural Engineers, 2007.
- [43] CEN, "Actions on structures Part 1-2: General actions - Actions on structures exposed to fire," in *Eurocode 1* vol. EN 1991-1-2, ed. Brussels, Belgium: European Committee fo Standarization, 2002, p. 59.
- [44] EFNARC, "Specification and guidelines for testing of pasive fire protection for concrete tunnels linings," ed. UK: European Federation of National Associations Representing, 2006, p. 27.
- [45] ONNCCE, "Resistencia al fuego de elementos y componentes especificaciones y métodos de ensayo," in *Industria de la construcción - Edificaciones* vol. NMX-C-307/1-ONNCCE-2009, ed. México: Diario Oficial de la Federación, 2009.
- [46] CEN, "Fire resistance test - Part 1: General requeriments," vol. EN 1363-1:2012, ed. Brussels, Belgium: European Committee for Standardization, 2012.
- [47] CEN, "Fire resistance test for loadbearing elements Walls," vol. EN 1365-1:1999, ed. Brussels, Belgium: European Committee for Standardization, 1999, p. 28.
- [48] F. o. A. Science. (2015). *Fire testing laboratory*. Available: [http://www.facsa.ulg.ac.be/cms/c\\_771310/en/fire-testing-laboratory](http://www.facsa.ulg.ac.be/cms/c_771310/en/fire-testing-laboratory)
- [49] Y.-F. Fu, Y.-L. Wong, C.-S. Poon, C.-A. Tang, and P. Lin, "Experimental study of micro/macro crack development and stress–strain relations of cement-based composite materials at elevated temperatures," *Cement and Concrete Research*, vol. 34, pp. 789-797, 5// 2004.
- [50] F. Ruvalcaba, "Mechanical properties and structural behaviour of masonry at elevated temperatures," PhD Civil Engineering Administered thesis, Faculty of Engineering and Phisical Sciences School of Mechanical, Aeospace and Civil Engineering, The University of Manchester, Manchester, UK, 2011.
- [51] T. Z. Harmathy and J. E. Berndt, "Hydrated Portland Cement and Lightweight Concrete at Elevated Temperatures," *Journal Proceedings*, vol. 63, 1/1/1966 1966.
- [52] T.-D. Nguyen, F. Meftah, R. Chammas, and A. Mebarki, "The behaviour of masonry walls subjected to fire: Modelling and parametrical studies in the case of hollow burnt-clay bricks," *Fire Safety Journal*, vol. 44, pp. 629-641, 5// 2009.
- [53] T. P. Long and J. C. Nicholas, "Effects of Test Conditions and Mixture Proportions on Behavior of High-Strength Concrete Exposed to High Temperatures," *Materials Journal*, vol. 99, 1/1/2002.

- [54] P. Bamonte and P. Gambarova, "Properties of Concrete Subjected to Extreme Thermal Conditions," *Journal of Structural Fire Engineering*, vol. 5, pp. 47-62, 2014/03/01 2014.
- [55] G. N. and L. R., "Performance of masonry walls exposed to fire," Urbana Champaign, USA, 1990, pp. 901-914.
- [56] A. Nadjai, M. O'Garra, and F. Ali, "Finite element modelling of compartment masonry walls in fire," *Computers & Structures*, vol. 81, pp. 1923-1930, 8// 2003.
- [57] A. M. Knaack, Y. C. Kurama, and D. J. Kirkner, "Compressive strength relationships for concrete under elevated temperatures," *ACI Materials Journal*, vol. 107, pp. 164-175, March 1, 2010 2010.
- [58] T.-D. Nguyen and F. Meftah, "Behavior of clay hollow-brick masonry walls during fire. Part 1: Experimental analysis," *Fire Safety Journal*, vol. 52, pp. 55-64, 8// 2012.
- [59] M. Andreini and M. Sassu, "Mechanical behaviour of full unit masonry panels under fire action," *Fire Safety Journal*, vol. 46, pp. 440-450, 10// 2011.
- [60] F. Aslani and M. Bastami, "Constitutive relationships for normal- and high-strength concrete at elevated temperatures," *ACI Materials Journal*, vol. 108, pp. 355-364, July 1, 2011 2011.
- [61] A. M. Knaack, Y. C. Kurama, and D. J. Kirkner, "Compressive stress-strain relationships for North American concrete under elevated temperatures," *ACI Materials Journal*, vol. 108, pp. 270-280, May 1, 2011 2011.
- [62] R. Schlegel, A. Claessens, G. Meyer, and A. Caballero González, "Simulation of the fire resistance of calcium silicate masonry walls," in *International Masonry Conference*, Dresden, 2010, pp. 1901-1910.
- [63] T.-D. Nguyen and F. Meftah, "Behavior of hollow clay brick masonry walls during fire. Part 2: 3D finite element modeling and spalling assessment," *Fire Safety Journal*, 2013.
- [64] ACI and TMS, "Code requirements for determining fire resistance of concrete and masonry construction assemblies," vol. ACI 216, ed: ACI, 2014, p. 28.
- [65] CEN, "Design of concrete structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design," in *Eurocode 2* vol. EN 1992-1-2:2004, ed. Brussels, Belgium: European Committee for Standardization, 2004, p. 97.
- [66] U.S.NRC, "A compilation of elevated temperature concrete material property data and information for use in assessments of nuclear power plant reinforced concrete structures," vol. NUREG/CR-7031, ed. TN, USA: United States Nuclear Regulatory Commission, 2010, p. 276.
- [67] R. Blundell, C. Diamond, and R. Browne, "The properties of concrete subjected to elevated temperatures," Construction Industry Research and Information Association. Underwater Engineering Group, London, UK 1976.
- [68] C. Ehm, "Tests on the strength and deformations of biaxially loaded concrete under fire exposure," PhD, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986.
- [69] B. A. Schrefler, C. E. Majorana, G. A. Houry, and D. Gawin, "Thermo-hydro-mechanical modelling of high performance concrete at high temperatures," *Engineering Computations*, vol. 19, pp. 787-819, 2002.

- [70] A. Nadjai, M. O'Garra, F. A. Ali, and D. Lavery, "A numerical model for the behaviour of masonry under elevated temperatures," *Fire and Materials*, vol. 27, pp. 163-182, 2003.
- [71] O. Bahr, P. Schaumann, B. Bollen, and J. Bracke, "Young's modulus and Poisson's ratio of concrete at high temperatures: Experimental investigations," *Materials & Design*, vol. 45, pp. 421-429, 3// 2013.
- [72] A. Al-Sibahy and R. Edwards, "Behaviour of masonry wallettes made from a new concrete formulation under combination of axial compression load and heat exposure: Experimental approach," *Engineering Structures*, vol. 48, pp. 193-204, 3// 2013.
- [73] T. Z. Harmathy, "Thermal properties of concrete at elevated temperatures," *Journal of Materials in Civil Engineering*, 1970.
- [74] K.-Y. Shin, S.-B. Kim, J.-H. Kim, M. Chung, and P.-S. Jung, "Thermo-physical properties and transient heat transfer of concrete at elevated temperatures," *Nuclear Engineering and Design*, vol. 212, pp. 233-241, 3// 2002.
- [75] Z. P. Bažant and M. F. Kaplan, *Concrete at High Temperatures: Material Properties and Mathematical Models*: Longman, 1996.
- [76] S. N. Shoukry, G. W. William, B. Downie, and M. Y. Riad, "Effect of moisture and temperature on the mechanical properties of concrete," *Construction and Building Materials*, vol. 25, pp. 688-696, 2// 2011.
- [77] B. Downie, "Effect of moisture and temperature on the mechanical properties of concrete," MSc., Mechanical and Aerospace Engineering, West Virginia University, Morgantown, West Virginia, 2005.
- [78] G. M. E. Cooke, "Thermal bowing and how it affects the design of fire separating construction," *Fire and Materials*, vol. 13, pp. 230-236, 1988.
- [79] U. Schneider, "Properties of materials at high temperatures - Concrete," RILEM Report, Gesamthochschule Kassel, Germany 1986.
- [80] CEN, "Design of composite steel and concrete structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design," in *Eurocode 4* vol. EN1994-1-2:2005, ed. Brussel, Belgium: European Committee for Standardization, 2005.
- [81] C. R. Cruz and M. Gillen, "Thermal expansion of Portland cement paste, mortar and concrete at high temperatures," *Fire and Materials*, vol. 4, pp. 66-70, 1980.
- [82] CEN, "Design of masonry structures - Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures," in *Eurocode 6* vol. EN 1996-1-1:2005, ed. Brussels, Belgium: European Committee for Standardization, 2005, p. 123.
- [83] T. Z. Harmathy and L. W. Allen, "Thermal performance of concrete masonry walls in fire," *Fire Technology*, vol. 8, pp. 142-148, 1972/05/01 1972.
- [84] U. Schneider, U. Diederichs, and C. Ehm, "Effect of temperature on steel and concrete for PCRV's," *Nuclear Engineering and Design*, vol. 67, pp. 245-258, 1982/01/01 1982.
- [85] A. C. Borbón, R. E. Cabanillas, and J. B. Pérez, "Modelación y Simulación de la Transferencia de Calor en Muros de Bloque de Concreto Hueco. (Spanish)," *Modeling and Simulation of Heat Transfer in Hollow Concrete Block Walls. (English)*, vol. 21, pp. 27-38, 2010.
- [86] T. Z. Harmathy and L. W. Allen, "Thermal Properties of Selected Masonry Unit Concretes," *Journal Proceedings*, vol. 70, 2/1/1973 1973.

- [87] ASHERAE, *2009 ASHRAE Handbook - Fundamentals (I-P Edition)*. USA: American Society of Heating, Refrigerating and Air-Conditioning Engineers, Inc., 2009.
- [88] IFSC, "Fire design of concrete structures- materials, structures and modelling," International Federation for Structural Concrete, Lausanne, Switzerland 2007.
- [89] R. Černý, "Properties of cementitious composite at high temperatures," *Thermophysics 2008*, p. 15.
- [90] A. M. Neville, *Creep of plain & structural concrete*: Construction Press, 1982.
- [91] Y. Anderberg, "Spalling phenomena of HPC and OC," in *Proceedings of the international workshop on fire performance of high-strength concrete, NIST, Gaithersburg*, 1997.
- [92] M. Kanéma, P. Pliya, A. Noumowé, and J. L. Gallias, "Spalling, Thermal, and Hydrous Behavior of Ordinary and High-Strength Concrete Subjected to Elevated Temperature," *Journal of Materials in Civil Engineering*, vol. 23, pp. 921-930, 2011.
- [93] S. Aydın, H. Yazıcı, and B. Baradan, "High temperature resistance of normal strength and autoclaved high strength mortars incorporated polypropylene and steel fibers," *Construction and Building Materials*, vol. 22, pp. 504-512, 4// 2008.
- [94] S. M. Byrne, "Fire resistance of load-bearing masonry walls," *Fire Technology*, vol. 15, pp. 180-188, 1979/08/01 1979.
- [95] G. M. E. Cooke, K. S. Viridi, and N. Jeyarupalingam, "The thermal bowing of brick walls exposed to fire on one side," in *Interflam '96 International Conference*, Cambridge, 1996, pp. 915-919.
- [96] G. M. E. Cooke, "Fire engineering of tall fire separating walls - part 1," *Fire Surveyor*, vol. 16, pp. 13-29, 1987.
- [97] G. M. E. Cooke, "Fire engineering of tall fire separating walls - part 2," *Fire Surveyor*, vol. 16, pp. 19-29, 1987.
- [98] T. R. Chandrupatla and A. D. Belengundu, *Introducción al estudio de elemento finito en ingeniería*, 2a ed. México: Prentice Hall, 1999.
- [99] K.-J. Bathe and E. L. Wilson, *Numerical methods in finite element analysis*. USA: Prentice Hall, 1976.
- [100] S. Gallegos, *Análisis de sólidos y estructural mediante el método de elementos finitos*, 1a ed. México: Limusa - ITESM, 2012.
- [101] O. C. Zienkiewicz, *El método de los elementos finitos*. Barcelona, España: Reverté, 1980.
- [102] Simulia. (2013). *Abaqus 6.13 Analysis Theory Guide*.
- [103] A. E. Green and P. M. Naghdi, "A general theory of an elastic-plastic continuum," *Archives of Rational Mechanics and Analysis*, vol. 18, pp. 251-281, 1965.
- [104] Simulia. (2013). *Abaqus 6.13 Theory Guide*.
- [105] W. S. Janna, *Engineering Heat Transfer*, 2nd ed. USA: CRC Press, 2013.
- [106] Simulia. (2013). *Abaqus 6.13 Analysis User's Guide*.
- [107] A. Hillerborg, M. Modeer, and P. E. Petersson, "Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements," *Cement and Concrete Research*, vol. 6, pp. 773-781, 1976.

- [108] T. Jankowiak and T. Lodygowski, "Identification of parameters of concrete damage plasticity constitutive model," *Foundations of civil and environmental engineering*, vol. 6, pp. 53-69, 2005.
- [109] L. M. Kachanov, "O vremeni razrušenija v usloviach polzu," *Izv. Ak. Nauk CCCP*, vol. 8, pp. 26-31, 1958.
- [110] Y. N. Rabotnov, *Creep problems in structural members*. Amsterdam, Holland: North-Holland, 1969.
- [111] J. Lubliner, J. Oliver, S. Oller, and E. Oñate, "A plastic-damage model for concrete," *International Journal of Engineering Science*, vol. 25, pp. 299-326, 1989.
- [112] J. Lee and G. L. Fenves, "Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures," *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 124, pp. 892-900, 1998.
- [113] H. Kupfer, H. K. Hilsdorf, and H. Rusch, "Behavior of Concrete Under Biaxial Stresses," *Journal Proceedings*, vol. 66, 8/1/1969 1969.
- [114] J. J. López-Cela, *Mecánica de los medios continuos*. España: Universidad de Castilla-La Mancha, 1999.
- [115] S. Lamont, B. Lane, G. Flint, and A. Usmani, "Behavior of Structures in Fire and Real Design - A Case Study," *Journal of Fire Protection Engineering*, vol. 16, pp. 5-35, 2006.
- [116] B. R. Kirby, "The behaviour of a multi-storey steel framed building subjected to fire attack," British Steel plc., UK1998.
- [117] Google and INEGI, "Localidad Escobedo, Nuevo León," in *DigitalGlobe*, ed. Google Maps: Google, 2015.
- [118] TACS, *High temperature glass melt property database for process modeling*. Westerville, Ohio: Wiley, 2005.
- [119] K. D. Hertz, "Limits of spalling of fire-exposed concrete," *Fire Safety Journal*, vol. 38, pp. 103-116, 3// 2003.
- [120] S. Deeny, T. Stratford, R. Dhakal, P. Moss, and A. Buchanan, "Spalling of concrete - Implication for structural performance in fire," in *Application of Structural Fire Engineering*, Prague, Czech Republic, 2009, pp. 202-207.
- [121] F. Ruvalcaba, G. C. Bailey, and A. J. Bell, "Compressive strenght of concrete block masonry at elevated tempertures," in *International Masonry Conference Dresden*, 2010.
- [122] R. Leineweber and A. Caballero González, "Fire resistance of calcium silicate walls," in *International Masonry Conference*, Dresden, 2010, pp. 1893-1900.
- [123] D. Systemes. (2013). *Abaqus* Available: <http://www.3ds.com/products-services/simulia/portfolio/abaqus/>
- [124] F. P. Incropera and D. P. DeWitt, *Fundamentos de transferencia de calor.*, 4a ed. México: Prentice Hall, 1999.
- [125] BSI, "Specification for Portland cement," vol. BS 12:1996, ed. London: BSI, 1996, p. 16.
- [126] BSI, "Cement. Composition, specifications and conformity criteria for common cements," vol. BS EN 197-1:2011, ed. London: BSI, 2011, p. 50.
- [127] BSI, "Building lime. Definitions, specifications and conformity criteria," vol. BS EN 459-1:2010, ed. London: BSI, 2010, p. 52.
- [128] BSI, "Specification for aggregates from natural souces for concrete," vol. BS 882:1992, ed. London: BSI, 1992, p. 14.

- [129] BSI, "Methods of test for masonry. Determination of compressive strength," vol. BS EN 1052-1:1999, ed. London: BSI, 1999, p. 12.
- [130] BSI, "Specification for masonry units. Aggregate concrete masonry units (dense and light-weight aggregates)," vol. BS EN 771-3:2003, ed. London: BSI, 2003, p. 42.
- [131] U. Schneider, "Behaviour of concrete under thermal steady state and non-steady state conditions," *Fire and Materials*, vol. 1, pp. 103-115, 1976.
- [132] ASTM, "Standard test method for tensile strength of chemical-resistant mortar, grouts, and monolithic surfacing," vol. ASTM C307, ed. West Conshohocken, PA, USA: ASTM International, 2012.
- [133] A. Capinero, *Size-scale effects in the failure mechanism of materials and structures*. London, UK: CRC Press, 1995.
- [134] N. Gnanakrishnan, *The effect of end restraint on the stability of masonry walls exposed to fire*: North Ryde, 1989.
- [135] J. Zhang, Z. Zhang, and C. Chen, "Yield Criterion in Plastic-Damage Models for Concrete," *Acta Mechanica Solida Sinica*, vol. 23, pp. 220-230, // 2010.
- [136] R. Malm, "Shear cracks in concrete structures subjected to in-plane stresses," Licentiate, Structural Design and Bridges, KTH, Stockholm, 2006.
- [137] M. Covarrubias-Navarro and F. R. Ruvalcaba-Ayala, "Comportamiento térmico y estructural de muros de mampostería sometidos a altas temperaturas," in *XX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Mérida, Yucatán, 2016.
- [138] F. Ali, A. Nadjai, and S. Choi, "Numerical and experimental investigation of the behavior of high strength concrete columns in fire," *Engineering Structures*, vol. 32, pp. 1236-1243, // 2010.
- [139] A. Salmanpour, N. Mojsilovic, and J. Schwartz, "Experimental study of the deformation capacity of structural masonry," presented at the 12th Canadian Masonry Symposium, Vancouver, British Columbia, 2013.
- [140] M. Andreini, M. Caciolai, S. La Mendola, L. Mazziotti, and M. Sassu, "Mechanical behavior of masonry materials at high temperatures," *Fire and Materials*, vol. 39, pp. 41-57, 2015.